

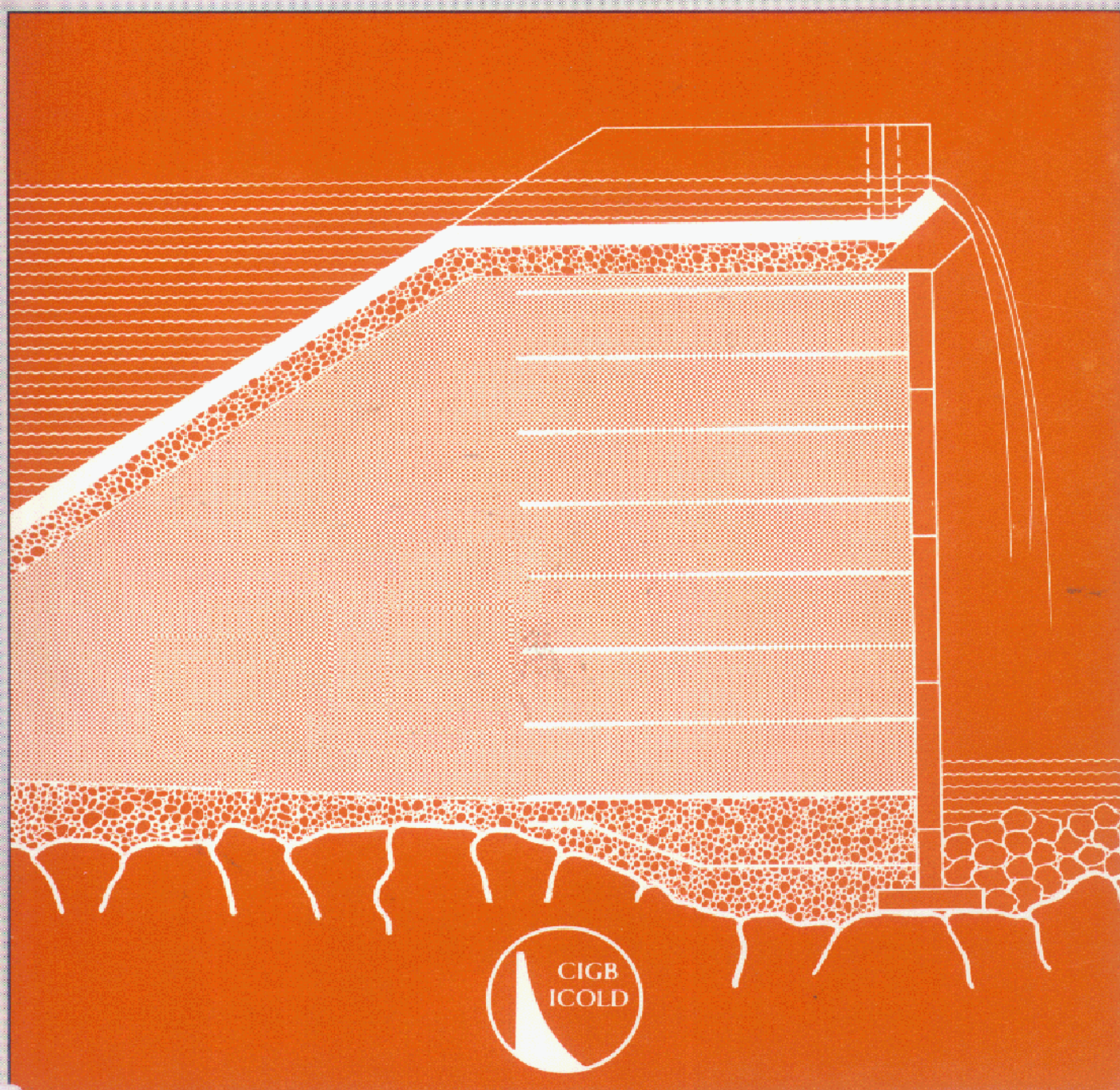
REINFORCED ROCKFILL AND REINFORCED FILL FOR DAMS

State of the art

ENROCHEMENT ARMÉ ET REMBLAI ARMÉ POUR BARRAGES

Technique actuelle

Bulletin 89



1993

This Bulletin has been prepared by J. Combelles (France)
with the assistance of P. Mackenzie and L. A. McDonald (Australia)

*Ce Bulletin a été préparé par J. Combelles (France),
avec la collaboration de P. Mackenzie et L. A. McDonald (Australie)*

REINFORCED ROCKFILL AND REINFORCED FILL FOR DAMS

State of the art

ENROCHEMENT ARMÉ ET REMBLAI ARMÉ POUR BARRAGES

Technique actuelle

Commission Internationale des Grands Barrages - 151, bd Haussmann, 75008 Paris
Tél. : (33-1) 40 42 67 33 - Télex : 641320 ICOLD F - Fax : (33-1) 40 42 60 71

AVERTISSEMENT – EXONERATION DE RESPONSABILITE:

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

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

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

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

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

NOTICE – DISCLAIMER :

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

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

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

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

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

COMMITTEE ON MATERIALS FOR FILL DAMS
COMITÉ DES MATÉRIAUX POUR BARRAGES EN REMBLAI
(1989-1995)

| | |
|---|--|
| Chairman/Président Canada | G. S. LAROCQUE |
| Vice-Chairman/Vice-Président Russia/Russie | V. G. RADCHENKO |
| Members/Membres | |
| Australia/Australie | P. MACKENZIE |
| Austria/Autriche | P. TSCHERNUTTER |
| Colombia/Colombie | A. MARULANDA |
| Egypt/Égypte | W. SHENOUDA |
| Finland/Finlande | A. LESKELÄ |
| France | G. POST |
| Germany/Allemagne | H. STEFFEN |
| Great Britain/Grande-Bretagne | J. A. CHARLES |
| India/Inde | C. SUDHINDRA |
| Iran/Iran | |
| Italy/Italie | R. JAPPELLI |
| Japan/Japon | S. JOJIMA |
| Netherlands/Pays-Bas | J. WOESTENENK |
| New Zealand/Nlle-Zélande | M. D. GILLON |
| Portugal | F. A. GUEDES DE MELLO |
| South Africa/Afrique du Sud | H. F. ELGES |
| Spain/Espagne | J. JIMENEZ SALAS (1) M. ALONSO FRANCO (2) |
| USA/États-Unis | D. E. KLEINER |

(1) Until October 1992/jusqu'en octobre 1992.

(2) Since October 1992/depuis octobre 1992.

SOMMAIRE

AVANT-PROPOS

1. INTRODUCTION

2. ENROCHEMENT ARMÉ

3. REMBLAI ARMÉ

4. CONCLUSION

5. BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

CONTENTS

FOREWORD

1. INTRODUCTION

2. REINFORCED ROCKFILL

3. REINFORCED FILL

4. CONCLUSION

5. BIBLIOGRAPHY

APPENDICES

TABLE DES MATIÈRES

| | |
|--|-----|
| AVANT-PROPOS | 11 |
| 1. INTRODUCTION | 12 |
| 1.1. Objet | 12 |
| 1.2. Historique | 12 |
| 1.3. Remblai armé et enrochement armé | 16 |
| 1.4. Contenu du Bulletin | 18 |
| 2. ENROCHEMENT ARMÉ | 20 |
| 2.1. Principes | 20 |
| 2.2. Applications | 22 |
| 2.3. Conditions de fonctionnement | 24 |
| 2.4. Projet | 26 |
| 2.5. Construction | 34 |
| 2.6. Comportement en exploitation | 58 |
| 2.7. Références | 62 |
| 3. REMBLAI ARMÉ | 64 |
| 3.1. Définition et propriétés du matériau | 64 |
| 3.2. Application du remblai armé aux barrages - Problèmes et solutions | 72 |
| 3.3. Projet | 86 |
| 3.4. Prescriptions d'exécution | 110 |
| 3.5. Méthodes de construction | 118 |
| 3.6. Essais et contrôles d'exécution | 126 |
| 3.7. Coûts | 130 |
| 3.8. Comportement en exploitation. Contrôles | 132 |
| 4. CONCLUSION | 142 |
| 5. BIBLIOGRAPHIE | 146 |
| ANNEXES | |
| 1. Liste de barrages avec enrochement armé | 154 |
| 2. Barrage du Vallon des Bimes (France) | 156 |
| 3. Barrage de Taylor Draw (États-Unis) | 160 |
| 4. Barrage de Googong (Australie) | 164 |
| 5. Barrage de Conqueyrac (France) | 168 |
| 6. Détails de calcul du paragraphe 3.3.4. | 172 |
| 7. Détails de calcul du paragraphe 3.3.5. | 180 |

TABLE OF CONTENTS

| | |
|--|-----|
| FOREWORD | 11 |
| 1. INTRODUCTION | 13 |
| 1.1. Subject | 13 |
| 1.2. Background | 13 |
| 1.3. Reinforced fill and reinforced rockfill | 17 |
| 1.4. Contents | 19 |
| 2. REINFORCED ROCKFILL | 21 |
| 2.1. Principles | 21 |
| 2.2. Applications | 23 |
| 2.3. Operating conditions | 25 |
| 2.4. Design | 27 |
| 2.5. Construction | 35 |
| 2.6. Performance | 59 |
| 2.7. References | 62 |
| 3. REINFORCED FILL | 65 |
| 3.1. Definition and properties of the material | 65 |
| 3.2. Use of reinforced fill in dam construction - Problems and solutions | 73 |
| 3.3. Design | 87 |
| 3.4. Construction requirements | 111 |
| 3.5. Construction methods | 119 |
| 3.6. Tests and construction checks | 127 |
| 3.7. Costs | 131 |
| 3.8. Behaviour during operation. Monitoring | 133 |
| 4. CONCLUSION | 143 |
| 5. BIBLIOGRAPHY | 146 |
| APPENDICES | |
| 1. List of dams with reinforced rockfill | 154 |
| 2. Vallon des Bimes Dam (France) | 157 |
| 3. Taylor Draw Dam (USA) | 161 |
| 4. Googong Dam (Australia) | 165 |
| 5. Conqueyrac Dam (France) | 169 |
| 6. Calculation details on section 3.3.4. | 173 |
| 7. Calculation details on section 3.3.5. | 181 |

LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

- Fig. 1. – Éléments d'un système de protection de talus aval.
- Fig. 2. – Barrage de Clarrie Hall (Australie) - Phases de construction de la protection du talus aval.
- Fig. 3. – Barrage de Clarrie Hall - Schéma d'ensemble de la protection aval.
- Fig. 4. – Barrage de Googong (Australie) - Protection de talus aval.
- Fig. 5. – Barrage de Googong - Détail de la protection de talus aval.
- Fig. 6. – Barrage de Fika Patso (Afrique du Sud) - Phases de construction de la protection aval.
- Fig. 7. – Barrage de Fika Patso - Dispositions générales de la protection aval.
- Fig. 8. – Barrage de Fika Patso - Vue générale de la protection aval.
- Fig. 9. – Barrage de Murchison (Australie) - Phases de construction de la protection aval.
- Fig. 10. – Barrage de Murchison - Dispositions générales de la protection aval.
- Fig. 11. – Barrage de Murchison - Détails de la protection aval.
- Fig. 12. – Barrage de Crotty (Australie) - Protection du talus aval du batardeau amont.
- Fig. 13. – Barrage de Clarrie Hall - Raccordement de la protection avec les rives et la fondation.
- Fig. 14. – Coupe transversale type d'un massif de « Terre Armée ».
- Fig. 15. – Massif en remblai armé pour barrage - Coupe transversale type.
- Fig. 16. – Distribution des tractions dans les armatures.
- Fig. 17. – Schématisation de la ligne des tensions maximales.
- Fig. 18. – Massif de « Terre Armée » d'un barrage (hypothèse d'un drain partiellement colmaté).
- Fig. 19. – Surface de rupture dans un barrage en remblai armé.
- Fig. 20. – Ligne d'eau dans un barrage à noyau étanche.
- Fig. 21. – Ligne d'eau dans un barrage à étanchéité amont.
- Fig. 22. – Déversement sur un barrage en construction.
- Fig. 23. – Hypothèse de pressions interstitielles dans un massif de remblai armé, en fin de construction.
- Fig. 24. – Saturation accidentelle.
- Fig. 25. – Montage du parement - Utilisation du gabarit et du niveau.
- Fig. 26. – Premier rang d'écailles.
- Fig. 27. – Mise en place du second rang d'écailles.
- Fig. 28. – Barrage du Vallon des Bimes (France).
- Fig. 29. – Barrage de Taylor Draw (États-Unis).
- Fig. 30. – Surélévation du barrage de Googong.
- Fig. 31. – Barrage de Conqueyrac (France) - Coupe transversale.
- Fig. 32. – Schématisation du coefficient K.
- Fig. 33. – Efforts appliqués sur un massif de remblai armé.
- Fig. 34. – Éléments de réduction des forces appliquées sur un remblai armé.

LIST OF FIGURES AND TABLES

- Fig. 1. – Elements of a downstream face protection system
- Fig. 2. – Clarrie Hall Dam (Australia) - Construction sequence for downstream face protection.
- Fig. 3. – Clarrie Hall Dam - Overall scheme of downstream face protection.
- Fig. 4. – Googong Dam (Australia) - Downstream face protection.
- Fig. 5. – Googong Dam - Details of downstream face protection.
- Fig. 6. – Fika Patso Dam (South Africa) - Construction sequence for downstream face protection.
- Fig. 7. – Fika Patso Dam - Overall arrangement of downstream face protection.
- Fig. 8. – Fika Patso Dam - General view of downstream face protection.
- Fig. 9. – Murchison Dam (Australia) - Construction sequence for downstream face protection.
- Fig. 10. – Murchison Dam - Overall arrangement of downstream face protection.
- Fig. 11. – Murchison Dam - Some details of downstream face protection.
- Fig. 12. – Crotty Dam (Australia) - Downstream face protection of upstream cofferdam.
- Fig. 13. – Clarrie Hall Dam - Abutment and foundation interface protection.
- Fig. 14. – Cross-section of typical example of “ Reinforced Earth ”.
- Fig. 15. – Reinforced fill body for a dam - Cross-section.
- Fig. 16. – Tension distribution in reinforcing strips.
- Fig. 17. – Schematisation of the line of maximum tension.
- Fig. 18. – “ Reinforced Earth ” body of a dam (hypothesis of a drain partially plugged).
- Fig. 19. – Sliding surface in a reinforced fill dam.
- Fig. 20. – Water level in a dam with an impervious core.
- Fig. 21. – Water level in a dam with upstream impervious facing.
- Fig. 22. – Overtopped dam during the construction.
- Fig. 23. – Hypothesis of pore pressure pattern in a reinforced fill dam at the completion stage.
- Fig. 24. – Accidental saturation.
- Fig. 25. – Facing erection - Using the spacer bar and the level.
- Fig. 26. – Panels first course.
- Fig. 27. – Panel placement for second course.
- Fig. 28. – Vallon des Bimes Dam (France).
- Fig. 29. – Taylor Draw Dam (USA).
- Fig. 30. – Raising of Googong Dam.
- Fig. 31. – Conqueyrac Dam (France) - Cross-section.
- Fig. 32. – Schematisation of coefficient K.
- Fig. 33. – Actions on a reinforced fill body.
- Fig. 34. – Reduction elements of the applied forces on a reinforced fill body.
-

Fig. 35. – Loi de représentation de f^* .

Fig. 36. – Représentation du coefficient K .

Fig. 37. – Barrage à noyau étanche *a)* Poids propre du massif armé, *b)* Poussées extérieures de l'eau, *c)* Poussée des terres.

Fig. 38. – Barrage à masque d'étanchéité amont *a)* Poids propre du massif armé, *b)* Poussées extérieures de l'eau, *c)* Poussée des terres.

Fig. 39. – Loi de représentation de f^* dans un barrage.

Tableau 1. – Dimensions types d'un système d'armatures de protection d'un talus aval.

Tableau 2. – Liste de barrages en remblai armé.

Fig. 35. – Representation law for f^* .

Fig. 36. – Coefficient K representation.

Fig. 37. – Dam with impervious core *a)* Dead weight of the reinforced body, *b)* Water thrust, *c)* Earth thrust.

Fig. 38. – Dam with upstream facing *a)* Dead weight of the reinforced body, *b)* Water thrust, *c)* Earth thrust.

Fig. 39. – Representing law f^* in a dam.

Tableau 1. – Typical dimensions of reinforcement used in downstream face protection.

Tableau 2. – List of reinforced fill dams.

...

AVANT-PROPOS

Le Bulletin traite d'une technique déjà ancienne mais qui, malgré son grand intérêt, n'a pas jusqu'ici fait l'objet d'une large application aux barrages : le renforcement des matériaux de remblai.

On expose les méthodes de renforcement des matériaux naturels d'un barrage en remblai qui doivent résister à différentes conditions, et notamment au déversement. Les principes sont les mêmes pour des matériaux fins ou grossiers, mais les moyens mis en œuvre et les réactions des remblais peuvent être différents.

Le Bulletin s'adresse aux projeteurs, entrepreneurs et maîtres d'ouvrage qui pourront tirer le plus grand profit de ces techniques spéciales.

Que les auteurs de cet excellent rapport en soient vivement remerciés.

G. S. Larocque
Président du Comité des Matériaux
pour Barrages en Remblai

FOREWORD

This Bulletin deals with a technique which, although not new and of such great interest, has not been extensively used in dam construction : the reinforcement of fill materials.

The Bulletin describes the methods used to reinforce the natural materials of a fill dam which have to be resistant to various conditions, but especially to overtopping. Principles are the same for fine or coarse materials, but the ways they are reinforced and react may be very different.

The Bulletin addresses designers, contractors and owners who will greatly benefit from these special techniques.

Authors of this excellent report deserve our best appreciation.

G. S. Larocque
Chairman, Committee on Materials
for Fill Dams

1. INTRODUCTION

1.1. OBJET

Depuis quelques décennies, on a vu apparaître, dans la construction des barrages, l'association de remblais avec des éléments capables de résister à des efforts de traction, ce qui constituait une innovation par rapport aux méthodes de construction habituelles.

Le Comité des Matériaux pour Barrages en Remblai a décidé de préparer le présent Bulletin pour donner une vue générale sur l'utilisation de ces techniques dans la construction des barrages, et pour présenter l'expérience acquise jusqu'à présent.

L'objectif de ce Bulletin est d'apporter aux maîtres d'ouvrage et projeteurs une information leur permettant de mieux comprendre les possibilités de ces techniques.

La théorie générale du remblai armé a fait l'objet d'études approfondies depuis les trois dernières décennies et la Société Internationale de Mécanique des Sols et Fondations, par un de ses Comités Techniques (CT 9), a notamment travaillé sur ce sujet pendant dix ans. Les lecteurs désirant approfondir la question pourront utilement se référer aux publications correspondantes. Dans le même temps, les principes du remblai armé et de l'enrochement armé ont été exploités dans divers systèmes brevetés de méthodes d'études, de construction et de préfabrication. Ces méthodes sont décrites dans la littérature commerciale les concernant. On ne discutera ici ni de la théorie générale ni de cette littérature commerciale.

1.2. HISTORIQUE

Le principe de remblais renforcés est fort ancien, puisque Jules César dans ses « Commentaires sur la Guerre des Gaules » expliquait que les fortifications de la place forte gauloise d'Alésia, dont il faisait le siège, étaient fondées sur de la terre renforcée par des fagots. On pourrait trouver des exemples plus anciens encore (ziggourats de Mésopotamie comme celle de Nimroud). D'une façon générale, l'industrie des travaux publics utilise actuellement des formes diverses de telles associations de matériaux, les unes très traditionnelles, les autres plus modernes. Parmi les premières, on peut citer les gabions, les renforcements de talus et remblais par pieux et fascines, l'utilisation de sacs de sable, etc. Aux secondes, appartiennent de nombreux procédés, plus ou moins sophistiqués, dont certains font l'objet de brevets. Ce sont les procédés de renforcement de sols, les murs à échelle, les ancrages précontraints ou non, le clouage des talus, l'introduction massive de fil textile dans des remblais, l'usage des géotextiles, ainsi que l'utilisation de remblais (terre ou enrochement) armés d'éléments métalliques dont on parlera abondamment plus loin.

1. INTRODUCTION

1.1. SUBJECT

During the last few decades the field of dam construction has witnessed the combined use of fill with materials capable of resisting tension. This constitutes an innovation compared with usual construction practices.

The Committee on Materials for Fill Dams has decided to prepare the present Bulletin in order to provide an overview of the use of this technology in dam construction, and to present the experience acquired up to now.

The purpose of this Bulletin is to provide owners and designers with some information allowing them to better understand the capabilities of this technology.

The general theory of reinforced fill has been under active study for the last three decades and the International Society of Soils Mechanics and Foundation Engineering (ISSMFE) has had a Technical Committee (TC 9) working in the subject for about 10 years. Readers wishing to study further this subject are referred to the publications of ISSMFE for further information. Similarly the principles of reinforced fills have been exploited by several proprietary systems of components and methods of design. These methods are described in the relevant trade literature. Neither general theory nor trade literature are discussed here.

1.2. BACKGROUND

The principle of reinforced fill is a very old one indeed. Julius Caesar in his "Comments on the War of the Gauls" explained that the fortifications of the Gallic fortress of Alésia to which he was laying siege, were based on soil reinforced by the use of faggots. Other examples dating back further in time could be found (Mesopotamian ziggurats such as in Nimroud). Generally speaking, in more recent times, the public works industry uses several combinations of fill and tension resistant elements, some traditional, others more modern. Examples of traditional combinations are gabions, slope and embankment reinforcements with piles and fascines, use of sand bags, etc. A number of examples of modern combinations which use rather sophisticated processes can be given: reinforced soils, ladder walls, bracings that are prestressed or not, nailing of slopes, the placing of a large proportion of textile wire in backfills, the use of geofabrics, as well as the use of backfills (earth or rockfill) with metal components. More details about these last techniques will be given further on. Some of these methods are patented.

En ce qui concerne plus particulièrement la construction des barrages, certains des procédés évoqués ci-dessus ont parfois été utilisés, les uns très occasionnellement, les autres de façon plus méthodique. Le but principal qu'on recherchait était d'obtenir des barrages en remblai capables de supporter des déversoirs libres, ou d'augmenter la revanche de sécurité. D'autres techniques par ailleurs ont été développées spécialement pour des usages hydrauliques.

C'est ainsi qu'aux Pays-Bas on utilise depuis plusieurs siècles, pour la construction de digues, des remblais renforcés au moyen de fascines. La même idée a conduit, avec le développement des matériaux modernes, à des procédés de protection de talus de digues à l'aide de matelas en matériaux synthétiques remplis de sable ou de coulis, ou de chapes en textiles associées à des blocs.

Aux États-Unis, on a toutefois construit de nombreux barrages où des enrochements étaient associés à des charpentes en bois ou métalliques. Plus récemment, des blocs cellulaires en béton retenus par des câbles ont été installés pour protéger un barrage contre l'érosion en cas de déversement.

Au cours des dernières décennies, l'apparition des géotextiles a étendu les possibilités des ingénieurs; indépendamment de leur utilisation comme filtre, ces matériaux ont pu être utilisés plus récemment en nappes à l'intérieur d'un remblai pour conférer une certaine cohésion à ce dernier, et ont fait l'objet d'usages divers avec des objectifs variés. Le Bulletin n° 55 de la CIGB traite de quelques-unes de ces applications. On a aussi procédé, notamment en Inde, à des réalisations de remblai armé utilisant des sols argileux permettant d'intéressantes économies. Certaines d'entre elles mettent en œuvre des armatures constituées de bandes ou filets de polypropylène. L'emploi de ces procédés s'accompagne bien entendu d'études spécifiques propres à justifier l'adéquation des matériaux utilisés au projet.

Un certain nombre de batardeaux ont aussi été construits avec des remblais armés ou enrochements armés de divers types.

Les classiques barrages en gabions ont toujours été des ouvrages de très faible hauteur, quelques mètres seulement, tout comme bon nombre de ceux ayant mis en œuvre les techniques évoquées ci-dessus.

La technique des murs à échelle, constitués de murs en béton ancrés dans le remblai par des tirants amarrés sur des plots d'ancrage noyés dans ce remblai, a donné lieu à quelques applications dans le domaine des barrages. C'est en particulier le cas du barrage de Conqueyrac (France, 1982) constitué de deux murs à échelle en parements amont et aval encadrant un remblai et reliés par des tirants horizontaux enrobés de gaines en béton précontraint qui traversent ce remblai.

Le principe des murs à échelle s'apparente à deux autres techniques, dénommées ici « remblai armé » et « enrochement armé », qui ont connu un certain développement ces dernières années dans les barrages. Ce sont elles qui sont développées dans le présent Bulletin. L'idée commune des deux techniques est de conférer au remblai une cohésion suffisante pour que le barrage puisse être utilisé comme déversoir. Ce résultat est obtenu par la mise en œuvre d'armatures, en général métalliques, convenablement disposées à l'intérieur du remblai, et d'un dispositif superficiel sur le parement aval destiné à assurer l'intégrité superficielle du massif de remblai. Mais d'autres buts peuvent parfois être poursuivis (surélévation, épaissement, renforcement, réduction de l'encombrement...).

Regarding the particular area of dam construction, a number of the processes mentioned above have been used, some only occasionally, others on a more regular basis. The main purpose has been to make dams able to withstand overflow or to provide additional freeboard. Other techniques have been developed, particularly for hydraulic uses.

In the Netherlands, for example, backfills reinforced with fascines have been used for several centuries for dyke construction. The same idea has led to the development of modern materials, for the protection of dyke slopes by means of synthetic cushions filled with sand or slurry, or of fabrics associated with blocks.

In the United States, many dams were built of rockfill combined with wooden or metal cribs. More recently, cable tied cellular concrete blocks have been installed for protection against erosion of a dam by overtopping.

During recent decades, the development of geofabrics has provided engineers with more possibilities : apart from their use as filters, more recently these materials have also served as layers inside a backfill to give a certain coherence to it, and have been used for various purposes. The ICOLD Bulletin n° 55 deals with such applications. In India, reinforced backfills have been made using clayey soil, thereby resulting in worthwhile savings. Some of these reinforcements were made of polypropylene strips or grids (geogrids). Studies were made to ascertain the adequacy of the materials used in the project.

Many cofferdams have been built using reinforced fill or reinforced rockfill of various types.

Conventional gabion dams have always been low, a matter of metres, and this is also often the case for structures built according to the techniques mentioned above.

The ladder walls technology has been sometimes used for dam construction. Ladder walls are made up of concrete walls anchored in backfill by tendons fixed by blocks embedded in the fill. Conqueyrac Dam (France, 1982) is an example of double ladder wall as upstream and downstream facings. Horizontal tendons embedded in prestressed concrete casings connect the walls through the fill.

Ladder walls technology has some similarities with two other techniques, which are here referred to as reinforced fill and reinforced rockfill, and which have been developed over recent years in dam construction. These two techniques will be dealt with in this Bulletin. What both techniques have in common is to provide fill with sufficient coherence so that the dam can be used as a spillway. This result is obtained by using generally metal reinforcement, appropriately placed in the fill, and a system on the downstream face so as to ensure surface integrity of the fill mass. But sometimes the technique has been used for other purposes (raising, widening, strengthening, saving room,...).

1.3. REMBLAI ARMÉ ET ENROCHEMENT ARMÉ

Le remblai armé se caractérise par l'emploi d'éléments plus fins que l'enrochement armé, et nécessite un confinement par une enveloppe continue, ouvrage adjacent ou parement. L'enrochement armé ne nécessite en principe qu'une enveloppe discontinue, filet métallique ou gabions. Dans la pratique, il s'ensuit une grande différence d'aspect entre les deux types d'ouvrages : parement aval généralement vertical pour le remblai armé, incliné pour l'enrochement armé. La différence est également importante en ce qui concerne l'action de l'eau déversée.

Le remblai armé a fait l'objet d'un certain nombre d'applications dans les barrages, principalement sous la forme du système appelé « La Terre Armée »[®], qui a fait l'objet d'études et d'expérimentations sanctionnées par plusieurs brevets. Le terme « La Terre Armée » est lui-même une marque déposée, propriété de la Société du même nom. L'expérience de cette Société porte, d'une part sur les études de structures, d'autre part sur la fabrication des éléments constitutifs des ouvrages qu'elle a mis au point et brevetés, et les techniques de mise en œuvre de ces éléments. Le chapitre 3 ci-après contient, dans des paragraphes particuliers, un certain nombre de références dont le but est d'informer les ingénieurs sur les possibilités du procédé caractérisé par cet ensemble de résultats théoriques, expérimentaux et industriels. D'autres systèmes brevetés ont par ailleurs été utilisés, y compris dans les barrages. L'utilisation de ces techniques par un maître d'ouvrage ou un maître d'œuvre doit bien entendu être faite dans le respect de la propriété commerciale des brevets concernés.

Dans les développements qui suivent, pour bien clarifier la limitation du domaine commercial, on adoptera la terminologie suivante :

- le terme « remblai armé » désigne un remblai, fait d'un matériau différent d'un enrochement, nécessitant un parement continu (éléments fins) et comportant des armatures en son sein. Un massif de remblai armé sera parfois désigné par le terme abrégé : « massif armé »;
- le terme « enrochement armé » désigne un remblai d'enrochement comportant des armatures, pouvant se contenter d'une enveloppe discontinue;
- le terme « Terre Armée » se rapporte à des dispositions, des fournitures ou des techniques spécifiques des activités de la Société « La Terre Armée ».

Dans la construction des barrages, l'utilisation de remblai armé permet une réduction de volume et la réalisation économique d'ouvrages déversants. Elle a été jusqu'à présent appliquée à des barrages de hauteur faible ou modeste (maximum 22,5 m).

En ce qui concerne l'enrochement armé, le but poursuivi le plus couramment est de faire des économies sur les ouvrages d'évacuation des crues, qu'il s'agisse de la phase de chantier ou de l'exploitation définitive. Les applications faites jusqu'à présent concernent la phase de chantier, en permettant un déversement par-dessus l'ouvrage en construction. Une telle solution permet, bien entendu, d'importantes économies sur les ouvrages de dérivation provisoire. Elle a donc un caractère

1.3. REINFORCED FILL AND REINFORCED ROCKFILL

Reinforced fill uses fill material which is finer than those used in reinforced rockfill, and which has to be confined by a continuous casing, made of an adjacent structure or of a facing. Reinforced rockfill may be encased by a discontinuous envelope, such as a mesh of gabions or steel bars. Practically, a significant difference between reinforced fill and reinforced rockfill lies in the shape of the downstream face (generally vertical against sloping), which results in a different interaction with the overtopping water.

Reinforced fill has sometimes been used in dams, mainly with the system called “Reinforced Earth”[®], which has been the subject of studies and experimental work resulting in a number of patents. The term “The Reinforced Earth” is itself a trademark, owned by the Company bearing the same name. The experience of this Company involves structural studies and the manufacturing of the constituent parts of the structures that it has developed and patented, and the techniques for implementing these parts. Chapter 3 hereafter comprises in some particular sections many indications aiming to inform engineers of the possibilities of the process characterized by this set of theoretical experimental and industrial results. Other proprietary systems are also in use, in dam construction among other applications. The use of these techniques by an owner or a prime contractor implies, of course, full compliance with the commercial ownership of the patents concerned.

The following terms are adopted in the present Bulletin, in order to clarify the limits of the trade field :

- “reinforced fill” refers to a fill requiring a continuous retaining casing, different from a rockfill, and having reinforcements inside. A body of reinforced fill sometimes will be referred to in short as “reinforced body”;

- “reinforced rockfill” refers to a fill made of rockfill containing reinforcements, and able to be confined by a discontinuous casing such as a mesh;

- “The Reinforced Earth” is assumed to be the english name of the french Company “La Terre Armée” or any sister-company. “Reinforced Earth” refers to systems, elements or technologies which are patented by the Company “The Reinforced Earth”, and to the material-made with them.

The use of reinforced fill in dam construction makes possible volume reduction and the economic building of spillway structures. Its use thus far has been confined to dams with a low or moderate height (maximum 22.5 m).

The most common aim in using reinforced rockfill is to provide spillway savings, whether it be in the construction phase or in actual operation. Up to now, reinforced rockfill has always been used only in the construction phase. Such a technology of course allows for substantial savings in diversion works construction. Therefore, it has a temporary character and it does not involve any corrosion problem. Different reinforcing systems have been developed and used. Also in

temporaire et ne pose pas de problème de corrosion. Différents systèmes de renforcement ont été mis au point et utilisés. Là aussi certains d'entre eux ont fait l'objet de brevets et leur emploi doit être fait dans le respect de la propriété commerciale.

1.4. CONTENU DU BULLETIN

Le présent Bulletin comprend deux parties principales, l'une concernant l'enrochement armé, l'autre le remblai armé, constituant respectivement les chapitres 2 et 3, suivies d'une conclusion.

Il est complété par une liste de références bibliographiques en trois parties et par sept annexes.

these cases some of them are patented and the commercial ownership of these patents has to be complied with for any application.

14. CONTENTS

This Bulletin consists of two main parts, one dealing with reinforced rockfill, the other with reinforced fill, respectively in chapters 2 and 3, followed by a conclusion.

A list of references in three sections, and seven appendices are included.

2. ENROCHEMENT ARMÉ

2.1. PRINCIPES

L'enrochement est un des matériaux de remblai les plus courants. Ses propriétés physiques, résistance, granulométrie, stabilité, etc., sont ordinairement faciles à déterminer; aussi le comportement de l'enrochement dans les remblais est-il, en général, bien connu.

Dans les remblais, on demande principalement à l'enrochement d'apporter une protection contre l'érosion superficielle et interne, et de contribuer à la stabilité. L'enrochement peut permettre des économies par le raidissement des pentes et par la réutilisation des déblais d'excavations nécessaires par ailleurs. L'enrochement contribue à la stabilité d'ensemble des remblais par son angle de talus naturel élevé, sa bonne résistance au cisaillement, sa grande perméabilité, sa bonne stabilité superficielle et son aptitude à supporter les sollicitations hydrodynamiques.

La quantité comme la qualité de l'enrochement nécessaires pour remplir ces fonctions dépendent, en général, d'un grand nombre de paramètres spécifiques du projet, tels que les caractéristiques du site, les conditions de fondation, le type de remblai et les conditions d'exploitation.

L'enrochement n'a pas de résistance propre à la traction, ce qui limite son efficacité comme matériau de construction. Divers artifices peuvent y remédier en apportant une résistance à la traction véritable ou virtuelle. Mise en place manuelle ou béton cyclopéen permettent de solidariser les blocs, mais ce sont des procédés coûteux en main-d'œuvre et peu compétitifs. Le compactage avec des rouleaux vibrants lourds permet d'obtenir un certain résultat dans le même sens, mais son efficacité au voisinage des surfaces de talus est très limitée. Une réelle résistance à la traction ne peut être obtenue que par l'incorporation au remblai d'éléments résistant eux-mêmes à la traction, en constituant ainsi un « enrochement armé ». Les « armatures » peuvent être des barres, des grillages, des filets ou des nappes, faits de toutes sortes de matériaux, incorporés à l'enrochement lors de sa mise en place. Cette aptitude à résister aux tractions peut être conférée pour le court terme, mais aussi en visant le moyen terme. Les principaux domaines d'application de l'enrochement armé sont : les ouvrages de soutènement, le renforcement des fondations, les protections de berges, les remblais submersibles, la protection des parements aval de barrages et batardeaux, les défenses contre l'érosion, et les plates-formes d'installation des gros matériels tels que les grues. L'enrochement armé est, dans ces cas, utilisé pour obtenir des performances meilleures que celles des enrochements normaux vis-à-vis de fortes sollicitations mécaniques ou hydrauliques, dans une optique de court ou moyen terme.

L'enrochement armé a présenté maints avatars à travers les siècles. Dans l'Antiquité, des ouvrages hydrauliques étaient protégés en surface par des blocs liés au bitume; plus tard, on a construit des digues sous l'eau en immergeant des fascines

2. REINFORCED ROCKFILL

2.1. PRINCIPLES

Rockfill is one of the most common embankment construction materials in use. Its physical properties such as particle strength, grading, durability, etc. are normally readily determined. Also, the behaviour of rockfill within an embankment is generally well understood.

In embankments the primary functions of rockfill are to provide protection against external and internal erosion and to aid stability. Rockfill can result in economy of construction by permitting steeper face slopes than other materials and by making use of rock from required excavation. Rockfill properties which contribute to overall embankment stability include its high angle of repose, good shearing resistance, high permeability, good surface stability and its ability to withstand hydrodynamic forces.

The amount and quality of rockfill required for these functions generally depends on a wide range of design considerations such as site conditions, foundation conditions, embankment type and operation conditions.

Rockfill has no inherent tensile strength and this significantly reduces its usefulness as an embankment construction material. Various construction techniques can remedy this by producing virtual or actual tensile capacity in the material. Hand placing and cyclopean masonry techniques can create an interlocking effect but these methods are rarely cost effective because of the high cost of skilled labour involved. Heavy vibratory compactors can produce some degree of interlocking within the body of the fill but their effectiveness on exposed sloping faces is very limited. Actual tensile capacity can be effectively provided only by incorporating tensile elements within the fill so producing "reinforced rockfill". The reinforcing elements can be rods, grids, meshes or fabrics, made of a variety of materials, and incorporated into the rockfill as it is placed. The reinforcing can be designed to provide either short-term or medium-term tensile capacity. Typical applications of reinforced rockfill systems can be found in: earth retaining structures, foundation filter mattresses, riverbank protection works, overflow embankments, downstream face protection for dams and cofferdams, erosion protection works and areas of hardstanding for special equipment such as cranes. Reinforced rockfill is used here to provide more efficient rockfill structures which can cope with considerable mechanical and hydraulic loadings and which can remain functional on a short-term as well as a moderately long-term basis.

Reinforced rockfill construction methods have evolved over centuries. Early examples include the use of asphalt or tar to bind surface rocks together in hydraulic works of antiquity and the use of willow mattresses weighted down with

chargées de blocs. Plus récemment, on a utilisé l'enrochement armé pour protéger le parement aval de barrages contre la submersion pendant la construction. Il semble que les premières applications aient été faites en Afrique du Sud en 1917 et 1920. Le système adopté consistait en treillis d'armatures associés à des couches de gros blocs. Ce système relativement simple avait été jugé économique et avait évité de sérieux dommages lorsque ces barrages déversèrent pendant leur construction.

Lors de la construction du barrage de San Ildefonso au Mexique en 1939, on a mis au point des méthodes plus sophistiquées dans le même but de protection du parement aval (Weiss, 1950) (*). Des détails sur ces méthodes sont donnés dans un rapport du Comité National Australien des Grands Barrages (ANCOLD) datant de 1982, intitulé « Report on Mesh Protection of Rockfill Dams and Cofferdams » et établi pour le rapport de la CIGB sur la technologie de construction des barrages (chapitre relatif aux batardeaux).

La plupart des progrès réalisés au cours des 30 dernières années dans le domaine de l'enrochement armé avec du métal ont été le fruit de recherches et de l'expérience des chantiers, en Australie et en Afrique du Sud.

L'utilisation de géotextiles pour conférer à l'enrochement une résistance à la traction est relativement récente et suscite un grand intérêt dans beaucoup de pays. Des solutions très sophistiquées ont été mises au point aux Pays-Bas pour réaliser des éléments de fondation préfabriqués filtrants sous des barrages d'estuaires. Les résultats de recherches sur l'association d'armatures et de remblais sont régulièrement publiés, montrant que les chercheurs et ingénieurs améliorent la connaissance des phénomènes concernés. Ceci devrait déboucher sur une plus grande utilisation de ces techniques, et sur une extension de leur domaine d'application.

2.2. APPLICATIONS

Dans le domaine de la construction des barrages, l'enrochement armé est utilisé pour :

- La construction de batardeaux submersibles.
- La construction de barrages en remblai susceptibles d'être submergés pendant la première phase de leur construction (protection du talus aval).
- Le raidissement des talus pour réduire le volume de remblai et réaliser des économies.
- La construction de plates-formes pour les installations de chantier telles que les grues, ou l'aménagement de remblais raidis pour la construction de voies provisoires.

(*) Les noms entre parenthèses renvoient à la liste des références de ce chapitre (paragraphe 2.7.)

rocks to provide foundations for the construction of dikes under submerged conditions. More recent examples include the use of reinforced rockfill to provide downstream face protection for dams subjected to overtopping during construction. This concept was apparently first adopted in South Africa in 1917 and 1920. The system employed here consisted of sheets of reinforcing mesh held in place with heavy stone pitching. This comparatively simple system was found to be cost effective as it prevented serious damage to these dams when they were overtopped during construction.

The development of more sophisticated methods of reinforced rockfill construction in dams for the purpose of providing downstream face protection occurred at the San Ildefonso Dam in Mexico in 1939 (Weiss, 1950) (*). Details of these developments are set out in a report titled "Report on Mesh Protection of Rockfill Dams and Cofferdams" (ANCOLD, 1982) which was produced by the Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD) for the section on Cofferdams in the ICOLD report on Technology of Dam Construction.

Most of the developments in this particular field of the use of rockfill reinforced with steel are based on research and construction experience which has taken place in Australia and in South Africa over the last 30 years.

The use of geofabrics to provide tensile properties in rockfill is a comparatively recent development which is attracting considerable interest in many parts of the world. Some very sophisticated ideas have recently been developed in the Netherlands in the construction of prefabricated foundation filter mattresses for tidal surge barrier structures. The results of research in the use of tensile elements within rock and earth fills are reported regularly and indicate that geotechnical engineers and scientists are gaining a better understanding of the mechanisms involved. With such improved understanding the use of reinforced rock and earth fills can be expected to increase significantly. Undoubtedly the range of applications for these techniques will also increase.

2.2. APPLICATIONS

In the field of dam construction the use of reinforced rockfill is mainly confined to the following applications :

- The construction of diversion cofferdams which may be subjected to overtopping.
- The construction of embankment dams which may be subjected to overtopping during the early phase of their construction (downstream face protection).
- To allow steepening of the face slopes resulting in a reduced overall embankment volume and greater economy.
- The construction of hardstanding areas for special equipment needed during construction, such as cranes and the construction of fill batters for construction access roads.

(*) Names between brackets refer to references of this chapter (section 2.7.).

L'enrochement armé est également utilisé pour des ouvrages hydrauliques dans les domaines suivants :

- La protection d'ouvrages aval, tels que des revêtements de canaux de fuite, des ouvrages de dissipation d'énergie de déversoirs, des défenses de berges ou débouchés de canaux.
- La construction de seuils perméables ou submersibles, par exemple pour éviter que les crues n'endommagent des canaux de drainage.
- La construction de socles armés pour fonder un remblai ou un ouvrage vanné construit sous l'eau.

Dans la plupart des cas, l'enrochement armé met en œuvre une protection de surface en treillis et/ou géotextile qui confine l'enrochement. Souvent, les systèmes comportent des éléments appelés « gabions », qui peuvent aussi être maintenus par des barres d'amarrage et des ancrages.

En cas d'utilisation de gabions, de nombreuses fournitures du commerce permettent de répondre à la plupart des besoins. Si ce n'est pas le cas, un système spécifique d'enrochement armé peut être mis au point pour répondre à des spécifications particulières.

Les ouvrages de dérivation provisoire constituent souvent un poste de dépenses important d'un projet de barrage. L'utilisation d'enrochement armé pour renforcer les talus aval du batardeau ou du barrage élargit le champ des possibilités en matière de dérivation provisoire. Un bon équilibre entre les risques et les coûts peut souvent permettre des économies dans les dépenses de dérivation provisoire, ce qu'a montré l'expérience, notamment en Australie et Afrique du Sud. De tels résultats ont été principalement obtenus par une réduction du gabarit des tunnels de dérivation provisoire par rapport à ce qui aurait été nécessaire autrement. Des économies supplémentaires sont quelquefois possibles si la phase critique de construction a lieu pendant une saison sèche : dans ce cas, la hauteur à renforcer peut être significativement réduite.

2.3. CONDITIONS DE FONCTIONNEMENT

L'enrochement armé peut être utilisé dans des conditions de fonctionnement très variées. Pour la construction des barrages toutefois, l'objectif privilégié est de protéger l'enrochement traversé par l'eau et les matériaux sous-jacents contre l'érosion. Les sollicitations correspondantes de l'enrochement armé, qui sont intermittentes, peuvent aller du léger jusqu'au très sévère.

La détermination du régime de fonctionnement correct d'un enrochement armé nécessite l'analyse critique d'un grand nombre de paramètres. Le déroulement des opérations de dérivation provisoire, le programme de construction, le régime des crues, le charriage des alluvions et corps flottants, les effets de la concentration des débits, les manœuvres sur les ouvrages, la durée de service, tous ces facteurs doivent être soigneusement étudiés pour qu'on parvienne à la définition de conditions de fonctionnement réalistes.

Reinforced rockfill is also used in the following fields of hydraulic engineering :

- The protection of downstream works, such as tailrace linings, spillway dissipator structures, canal or creek bed drop structures.
- The construction of throughflow and/or overflow rockfill weir structures, for example to control the damaging effect of flood flows on drainage channels.
- The construction of reinforced mattresses to provide a stable base for an embankment or gate structure built under submerged conditions.

Reinforced rockfill systems in many instances consist of wire mesh and/or geofabrics face elements which retain the rockfill at the surface of the structure. Often the systems are made up of units, sometimes called “gabions”, which may also be further restrained with tie bars and anchors.

Where gabion units are used, proprietary systems can often be supplied for a wide range of applications. However, if this is not possible, one-of-a-kind systems of reinforced rockfill can be designed to suit particular requirements.

In dam construction, river diversion works often constitute a major item of expenditure. The use of reinforced rockfill as downstream face protection in dams and cofferdams enables designers to consider a wider range of river diversion arrangement options. By carefully balancing risks and costs it is often possible to reduce the costs associated with river diversion works. Experience, in particular in Australia and South Africa, has shown that the use of downstream face protection in dams and cofferdams has enabled diversion costs to be reduced. This is accomplished mainly through the use of building smaller diversion tunnels than would otherwise be required. Further cost reductions are sometimes possible when the critical phase of embankment construction is carried out during normal periods of dry weather, in which case the height to which the downstream face protection system is required may be significantly reduced.

2.3. OPERATING CONDITIONS

Reinforced rockfill can be used for a wide range of operating conditions. However, when reinforced rockfill is used in dam construction it is generally to protect the rockfill and any underlaying materials from the erosive effects of flowing water. These effects, although often intermittent, can impose operating loads on reinforced rockfill systems ranging from slight to very severe.

The determination of the appropriate operating regime for a reinforced rockfill structure requires a critical analysis of a wide range of conditions. Factors such as diversion procedures, construction rate, flood frequency data, flood debris, aggressive water, flow concentration effects, upstream/downstream discharge procedures and service life, all need to be considered carefully in arriving at a realistic operating regime.

2.4. PROJET

Pour un barrage, un projet d'enrochement armé nécessite l'étude des points suivants :

- a) durée de service prévue : s'agit-il d'une fonction temporaire ou définitive?
- b) définition de « conditions de fonctionnement de projet », en durée comme en intensité;
- c) détermination du treillis superficiel nécessaire pour retenir les éléments de remblai à l'intérieur de la zone renforcée lorsqu'ils sont soumis à l'action des diverses forces d'écoulement;
- d) stabilité d'ensemble de l'ouvrage (c'est-à-dire : treillis superficiel, ancrages, remblais et fondation), vis-à-vis des érosions possibles et des risques de glissement (soit sur surface circulaire, soit par coins), dans les conditions de fonctionnement les plus défavorables envisagées.

Le projet du treillis superficiel est généralement fondé sur l'expérience. On a essayé de mettre au point des méthodes rationnelles prenant en compte les forces d'écoulement sur les éléments de remblai. Les vitesses en jeu étant de modérées à fortes, et dans la mesure où il s'agit de retenir les éléments du remblai, on suppose l'absence ou la disparition des éléments de dimension inférieure à 50 mm, et on ne prend en compte que les effets sur les cailloux de dimension supérieure à cette valeur. Les mailles du treillis doivent être assez fines pour qu'aucune perte significative de matière ne se produise. Une telle perte risquerait d'affaiblir et de déstabiliser l'enrochement derrière le treillis. Dans ces cas, on peut aussi envisager l'emploi de matériaux insensibles à la corrosion. Malheureusement, certains phénomènes comme l'influence des corps étrangers accrochés à la surface du treillis ne se prêtent guère à une analyse rationnelle. En définitive, les meilleures bases de projet sont constituées par la connaissance expérimentale des systèmes ayant subi avec succès des conditions de fonctionnement réel qui ont pu être observées et appréciées.

Il convient de remarquer qu'un enrochement armé est un matériau déformable mais non élastique. Les éléments de sa surface peuvent se déformer notablement sous l'action de l'eau. Une telle déformation est permanente et évolutive. L'influence éventuelle de ces déformations sur les écoulements ne doit pas être oubliée.

Bien que des grillages de clôture aient parfois été utilisés comme treillis de protection, il convient d'être réservé vis-à-vis de leur emploi, en raison de leur légèreté et des flexions infligées aux fils pour leur assemblage, qui laissent subsister des contraintes élevées. Du grillage de clôture avait été utilisé au barrage de Cethana, où le système de renforcement a été accidenté. On ne sait pas si des ruptures de fils aux points de pliage ont contribué à cette rupture, mais il convient d'être circonspect et de réserver l'usage de grillage de clôture à des ouvrages modestes et ne présentant pas de problème de sécurité.

2.4. DESIGN

The design of reinforced rockfill in dam construction requires the evaluation of the following conditions :

- a) the required service life of the reinforced rockfill; that is whether it is to be effective temporarily or permanently;
- b) the design operating conditions, durations and intensities;
- c) the surface mesh system required to retain individual rock particles within the rockfill-mesh surface layer when subjected to the forces of water flowing through and over the rockfill-mesh surface layer; and
- d) the overall stability of the whole structure (i.e. surface mesh, mesh anchoring system, and any adjacent rockfill and foundation material), against possible erosion or slip circle or wedge type failures, for the total operating regime under which the reinforced rockfill system is expected to function.

The design of the surface mesh is generally based on past experience. Attempts have been made to develop rational design methods in which the flow forces on unit particles of rockfill are analysed. As reinforced rockfill systems generally have to cope with moderate to high velocity water flowing through and over the system, it is assumed that particles smaller than 50 mm are absent or will be washed out, so that only the effects on particles larger than 50 mm are taken into account in so far as retention is concerned. The mesh opening needs to be small enough that no significant loss of rock particles occurs. Any significant loss could loosen and destabilise the rockfill behind the mesh. Where the reinforced system is required to provide long-term protection, the effects of sediment load in the water flowing through and over the structure should be taken into consideration when selecting wire mesh sizes. Also in such cases consideration may be given to the use of corrosion-resistant materials. Unfortunately, such things as the effects of debris caught up in the surface mesh are not readily subjected to rational analysis. Hence, a knowledge of surface mesh protection systems which have survived actual operating conditions, i.e. have been subjected to water flowing through and over such systems under observed conditions, currently provides the best basis for design.

It should be recognised that reinforced rockfill is generally considered to be a flexible but non-elastic material. Surface elements can deform markedly under water load conditions. Such deformation is normally permanent and accumulative. The effect that deformation can have on flow patterns over the rockfill should be borne in mind.

Whilst wire fencing mesh has been used as the surface mesh, some reservations are held about such use because of the lightness and bent (resulting in severe stressing) interlocking of the wires. Chain wire fencing was used at Cethana Dam where the mesh protection system failed. It is not known whether broken wires at the bend contributed to the failure. Some caution is indicated and it would seem appropriate to restrict the use of wire mesh fencing as surface mesh to low value and non-critical structures.

La stabilité d'ensemble d'un ouvrage en enrochement armé peut être étudiée selon toutes sortes de méthodes allant des méthodes empiriques aux études sur modèle, de l'adaptation d'un précédent projet réussi à une étude complexe aux éléments finis, ou à une combinaison quelconque de ces démarches.

Lorsque de l'eau peut couler par-dessus ou à travers l'enrochement armé, la détermination des forces d'écoulement est importante. L'écoulement agit sur les matériaux de remblai en affectant la stabilité par deux mécanismes. Tout d'abord, la poussée d'Archimède réduit le poids utile des matériaux. Ensuite, l'écoulement exerce sur les éléments une force dirigée dans sa direction. Vers le pied du talus, ces deux mécanismes combinés tendent à déplacer les particules vers l'extérieur du massif où elles peuvent être emportées par l'écoulement de surface si elles ne peuvent être retenues par le système de protection. Toute augmentation du débit de l'écoulement entraîne une très rapide croissance des forces d'écoulement, d'où une réduction de stabilité.

Les forces de percolation peuvent être évaluées à l'aide d'un calcul du réseau d'écoulement ou obtenues par des essais sur modèle réduit. Les études sur modèle ont l'avantage de permettre en même temps une étude d'ensemble de l'écoulement qui peut mettre en évidence des zones particulières de turbulences nécessitant un traitement spécial (Gerodetti, 1981; Martins Dos Santos, 1970; Prajapati, 1981).

La longueur des armatures d'amarrage est déterminée par une étude de cercles de glissement ou de stabilité de coins dans l'hypothèse des conditions de projet retenues. Il convient d'observer que si la stabilité d'ensemble du massif peut être facilement calculée par les méthodes classiques en assimilant les forces d'écoulement à des forces pseudo-statiques (à savoir la pression interstitielle), un tel calcul ne rend pas compte des phénomènes d'instabilité superficielle que les armatures sont destinées à combattre. Dans le cas d'un débit de percolation élevé, par exemple s'il y a déversement par-dessus le barrage, l'eau sortant du massif peut ainsi réduire le poids apparent des particules d'enrochement, qui sont emportées facilement même par des débits très modestes si rien ne les retient. A la limite, les forces d'écoulement peuvent provoquer des déplacements de grande ampleur dans l'enrochement qui peut finir par fluer et, dans les cas extrêmes, par être emporté.

On dispose d'un grand nombre de méthodes de calcul pour déterminer l'influence de toutes sortes d'hypothèses de projet pour n'importe quel enrochement armé particulier : codes mis au point dans le cas de certains procédés brevetés d'enrochement armé, calculs de cercles de glissement classiques (Bishop), différentes variantes de calculs de stabilité de coins, et toute une série de programmes informatiques mettant en œuvre ces deux derniers types de méthode, y compris avec prise en compte des armatures. Le rapport australien de 1982 déjà cité (« Report on Mesh Protection of Rockfill Dams and Cofferdams ») passe en revue les plus utilisées de ces méthodes.

L'étude du détail des divers éléments qui entrent dans la composition d'un enrochement armé pèse d'un grand poids dans l'ensemble d'une réalisation. Un système facile à installer permet des économies considérables. En particulier, il est important que le montage des armatures ne retarde pas la mise en place de l'enrochement. Habituellement, il n'est pas possible d'atteindre complètement cet

The overall stability of a reinforced rockfill structure can be analysed in a number of ways ranging from empirical methods to model studies, the re-evaluation of a previous successful design to complex finite element studies, or a combination of all of these.

Where reinforced rockfill is to be subjected to overflow and throughflow conditions, the determination of seepage forces is important. Seepage forces are body forces which act on submerged particles. Throughflow acts in two ways to reduce stability. First, buoyancy reduces the apparent weight of the particles. Secondly, the seepage body forces act on the particles in the direction of seepage flow. Towards the bottom of the slope these combined effects tend to move the particles out of the slope with the result that surface flow down the slope can then carry them away if they can escape from the enclosing mesh. With increasing seepage the intensity of the forces involved rises rapidly resulting in reduced stability.

Seepage forces can be evaluated using flow net analysis techniques or can be obtained from hydraulic tests on scale model rockfill embankments. Model tests may have an added advantage of providing designers with an opportunity to study general hydraulic flow conditions which may indicate areas of increased turbulence that may require special reinforcement measures (Gerodetti, 1981; Martins Dos Santos, 1970; and Prajapati, 1981).

A slip circle analysis or a sliding wedge analysis should be carried out to assess the extent to which reinforcement ties should be extended into the rockfill to provide the required degree of stability under design conditions. It should be realised that, although the bulk stability of a rockfill can be readily evaluated by using the pseudo-static equivalent of seepage forces (that is pore pressures), in conventional stability analysis such methods often do not effectively represent the surface instability phenomena which the reinforcement is required to control. In cases where high seepage rates are anticipated, for example embankment overtopping, the seepage water emerging from the rockfill may so reduce the apparent weight of the rockfill particles that they are readily washed out by even quite modest flows if not retained by mesh. In the limit, seepage forces can cause massive displacements in the rockfill which can lead to flow and, in the extreme case, to collapse.

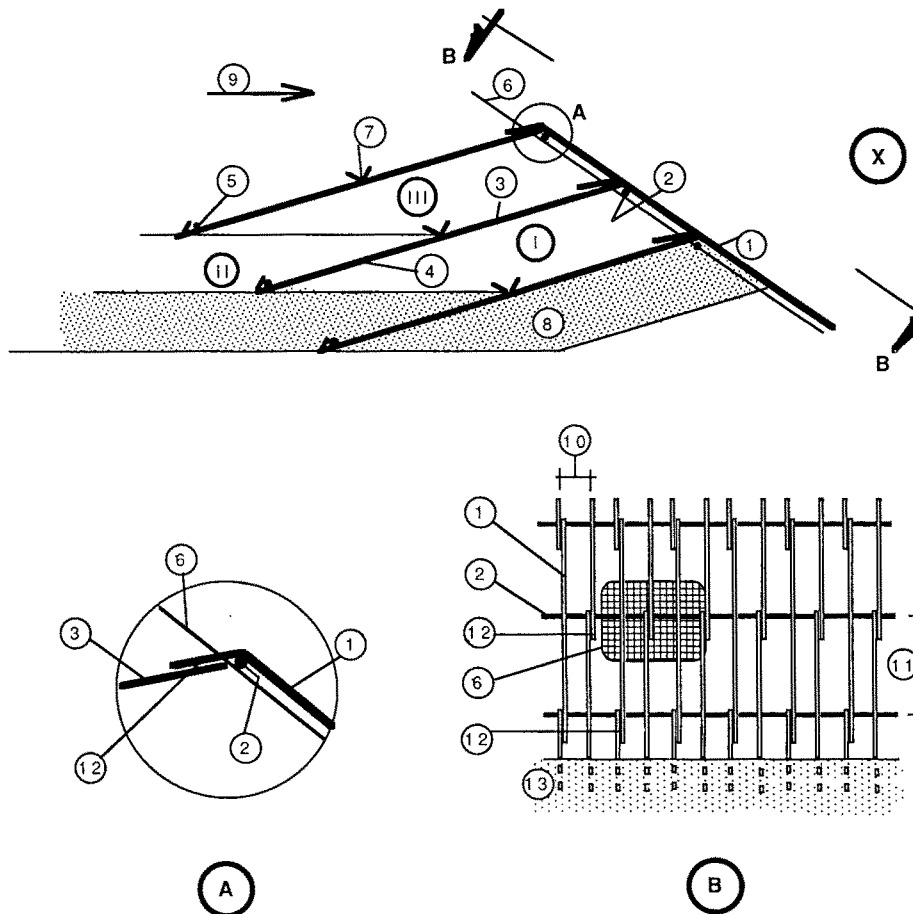
A number of alternative methods of stability analysis can be used to determine the effects of a range of design assumptions on any particular reinforced rockfill arrangement. Methods include the use of design charts for some proprietary systems of reinforced rockfill, standard slip circle analysis, i.e. Bishop *et al.*, several variations on the sliding wedge method and a wide range of computer-based slip circle and sliding wedge type analysis programs. Some computer programs are now available which include facilities to model embedded reinforcement elements. The "Report on Mesh Protection of Rockfill Dams & Cofferdams" (ANCOLD, 1982) contains an overview of some of the more commonly used analysis methods.

The detail design of the various items composing a reinforced rockfill system forms an important part of realising the overall concept. Considerable savings can be effected with a reinforced rockfill system which is easy to install. In particular, it is important that the mesh system is so designed that its rate of installation is not a constraint on the rate of fill placement. This important objective cannot usually

important objectif. La difficulté réside dans le fait que, vers le haut du barrage, la largeur, donc le volume d'enrochement à mettre en place par unité de longueur du barrage, diminuent alors que la longueur, donc le poids du système métallique de protection, vont en augmentant. Il est néanmoins important que le projet soit orienté pour réduire autant que possible les contraintes dans la cadence de mise en place du remblai.

La plupart des systèmes d'enrochement armé utilisent des éléments modulaires étudiés en fonction de la hauteur des levées de remblai.

La Fig. 1 donne un exemple de système de protection de talus aval dans lequel les éléments les plus petits de l'enrochement sont supposés ne pas passer à travers



be fully achieved. The difficulty is that as an embankment rises to a high level, the length and consequent weight of steel in a mesh protection system increase whereas the width, and usually also the consequent volume of rockfill to place, decrease. Nevertheless it is important to produce a design which minimises any constraint on the rate of rockfill placement.

Most reinforced rockfill systems employ modular units which are designed around the concept that rockfill is placed in distinct layers of “lifts” of uniform height.

Fig. 1 gives an example of a downstream face protection system suitable for surface rockfill with a minimum particle size that will not pass through the

Fig. 1

Elements of a downstream face protection system.

Éléments d'un système de protection de talus aval.

(X) Cross-section of a typical individual bar system. This system has no vertical dowel anchor bars. When used such dowels penetrate the previous layer to provide anchorage for tightening of anchor tie bars against mesh retaining bars before welding.

(X) *Coupe transversale type d'un système à barres indépendantes. Ce système ne comporte pas de barres de couture verticales. Lorsqu'il en existe, elles pénètrent dans la couche précédente et servent d'ancrage pour assujettir les barres du réseau superficiel sur les barres d'amarrage.*

(A) Detail A.

(A) *Détail A.*

(B) View B.

(B) *Vue B.*

I
II
III
Order of rockfill placement.

I
II
III
Phases de mise en place de l'enrochement.

- (1) Bar 1 (mesh retaining bar).
- (2) Bar 2 (horizontal mesh retaining bar).
- (3) Bar 3 (first anchor tie bar).
- (4) Bar 4 (second anchor tie bar).
- (5) Bar 5 (horizontal cross anchor).
- (6) Surface mesh.
- (7) Welded or mechanical splice.
- (8) Previous layer.
- (9) Flow.

- (1) *Barre 1 (barre du réseau de maintien).*
- (2) *Barre 2 (barre horizontale du réseau de maintien).*
- (3) *Barre 3 (première barre d'amarrage).*
- (4) *Barre 4 (deuxième barre d'amarrage).*
- (5) *Barre 5 (ancrage transversal horizontal).*
- (6) *Treillis superficiel.*
- (7) *Assemblage soudé ou mécanique.*
- (8) *Levée précédente.*
- (9) *Écoulement.*

les mailles de 50 × 50 mm du treillis. Un enrochement contenant des éléments plus fins pourrait être confiné à l'aide d'un filtre inversé de granulométrie convenable disposé derrière le treillis. Les dispositions représentées sont conformes à celles mises en œuvre dans des barrages qui ont subi sans dommage important des déversements pendant leur construction. Dans le Tableau 1 on a rassemblé quelques dimensions types des différents éléments d'un système d'armatures de talus aval.

TABLEAU 1
Dimensions types d'un système d'armatures de protection d'un talus aval

| Désignation | Dimensions types | Observations |
|---|--|--|
| TREILLIS Diamètre des fils ou barres (mm) Dimensions des mailles (mm) | min. 3 moy. 5 min. 20 min. 50 × 50 moy. 100 × 100 max. 1 200 × 300 | Cas d'un grillage de clôture Cas d'un treillis soudé Barres de renfort Cas d'un grillage de clôture Cas d'un treillis soudé Barres de renfort |
| RÉSEAU DE MAINTIEN Diamètre des barres (mm) Écartement des barres (mm) Écartement selon la pente (mm) | min. 20 moy. 24 max. 32 hor. min. 300 moy. 1 400 max. 2 400 vert. min. 1 350 moy. 1 500 max. 1 800 | Les barres selon la pente sont normalement disposées au-dessus des barres horizontales Dépend généralement des dimensions des panneaux de treillis Dépend généralement de la hauteur des levées de remblai et de la longueur de pente correspondante |
| BARRES D'AMARRAGE Diamètre des barres (mm) Longueur (m) Espacements (mm) | min. 20 moy. 24 max. 36 min. 6 moy. 12 max. 40 hor. min. 250 moy. 1 350 max. 2 400 vert. min. 750 moy. 1 000 max. 3 000 | Environ 200 à 350 mm ² /m; mais des densités supérieures ont été utilisées La longueur dépend des critères de stabilité liés aux hypothèses sur les conditions de submersion L'espacement et le diamètre des barres d'amarrage dépendent des dimensions des panneaux de treillis ou des gabions |

50 × 50 mm openings in the mesh. Rockfill containing finer particles can be retained by constructing an inverted filter on the slope surface with graded, increasing particles sizes up to the exposed sizes retained by the mesh. The data shown are based on reinforced rockfill systems used in dams which have been overtopped during construction without suffering major damage. Some typical dimensions for items of reinforcement used in a downstream face protection system are set out in the Table 1.

TABLE 1
Typical dimensions of reinforcement used in downstream face protection

| Item Description | Typical Dimensions | Remarks |
|--|---|--|
| SURFACE MESH Wire/Bar Diameter (mm) Opening Size (mm) | min. 3 ave. 5 max. 20 min. 50 × 50 ave. 100 × 100 max. 1 200 × 300 | fencing mesh wire reinforcing mesh wire reinforcing bar fencing mesh reinforcing mesh tied reinforcing bars |
| MESH RETAINING BARS Bar Diameter (mm) Spacing (mm) Slope Distance (mm) | min. 20 ave. 24 max. 32 hor. min. 300 ave. 1 400 max. 2 400 ver. min. 1 350 ave. 1 500 max. 1 800 | The down slope bars are normally installed on top of the horizontal bars Generally depends on the size of reinforcing mesh sheets Generally depends on “ lift ” height and “ face ” slope dimension |
| ANCHOR TIE BARS Bar Diameter (mm) Length (m) Spacing (mm) | min. 20 ave. 24 max. 36 min. 6.0 ave. 12.0 max. 40.0 hor. min. 250 ave. 1 350 max. 2 400 ver. min. 750 ave. 1 000 max. 3 000 | Approximately 200 to 350 mm ² /m; however, higher steel densities have been used Required length depends on stability criteria considered appropriate for design overtopping conditions Tie bar spacings and bar diameters depend on the size of the surface mesh sheets or gabion elements |

TABLEAU 1 (suite)

| Désignation | Dimensions types | Observations |
|---|---|--|
| ANCRAGES Diamètres des épingles et ancrages horizontaux en travers (mm) Longueur des épingles (mm) | min. 20 moy. 24 max. 32 moy. 1 000 | Les épingles peuvent être scellées. Les ancrages horizontaux sont normalement continus d'une rive à l'autre et liés à des épingles scellées |
| HAUTEUR (m) de la zone armée | min. 10 moy. 25 max. 42 | Dépend des prix, de la géométrie du barrage, du régime des crues et du degré de protection recherché. On peut chercher à optimiser (étude de risque) |
| PROTECTION des zones sensibles | | Du béton est souvent placé au contact des berges et du pied aval |

Lorsque l'enrochement armé est susceptible d'être soumis à des forces d'écoulement, il faut porter attention à la forme, aux dimensions et au compactage des éléments d'enrochement en contact avec les armatures. En cas d'écoulement, les treillis peuvent être gravement endommagés par les particules en mouvement qui peuvent en éroder les fils. Pour l'éviter, il faut bien compacter et solidariser les particules en contact avec le treillis, et les mailles du treillis doivent être assez fines pour éviter toute perte significative de matériaux de remblai.

Il est toujours possible qu'une crue survienne dans un délai très court et qu'un déversement se produise sur une levée d'enrochement et une phase de protection inachevées. La spécification de la longueur maximale de remblai non protégé, en avance sur l'installation du système d'armatures, est donc un important aspect du projet. Il convient également de prévoir des éléments de protection préfabriqués tels que des gabions disponibles en permanence sur le chantier, qu'on puisse mettre en place très rapidement pour assurer une protection d'urgence de l'arête d'une levée inachevée.

L'opportunité d'une protection de talus aval et la hauteur à lui donner sont parfois déterminées à l'aide d'un calcul d'analyse économique du risque (Cantwell, 1978; Fitzpatrick, 1977).

2.5. CONSTRUCTION

Pour être sûr de l'efficacité d'un enrochement armé pour la protection du talus aval lors de la construction d'un barrage en remblai, il convient de suivre les recommandations suivantes :

TABLE 1 (continued)

| Item Description | Typical Dimensions | Remarks |
|---|-------------------------------------|--|
| ANCHORS Dowel Bar and Horizontal Cross Bar Diameter (mm) | min. 20 ave. 24 max. 32 | Dowels may be grouted into rockfill. Horizontal cross bars are normally continuous between abutments and are generally tied to grouted dowels |
| Dowel Length (mm) | ave. 1 000 | |
| HEIGHT (m) to which reinforcement is installed | min. 10.0 ave. 25.0 max. 42.0 | Depends on factors, i.e. cost, dam geometry, flood frequency and degree of protection re- quired. Economic risk analysis may be used to optimise |
| PROTECTION of key areas | | Concrete is often used to pro- tect key areas against scouring, e.g. along abutments and river- bed contact zones |

In the design of any reinforced rockfill system which is to be subjected to the forces of flowing water, the size, shape and compaction of rock particles in contact with the reinforcement has to be considered. During throughflow conditions, retaining meshes can be severely damaged by loose rock particles which can abrade individual strands of mesh. To prevent this, rockfill particles in contact with the retaining mesh should be well compacted and interlocked, and the mesh opening size should prevent any significant loss of particles during overtopping.

There is always the possibility that an overtopping flood can develop with little warning time and that overtopping will occur with a rockfill lift and its mesh protection uncompleted. It follows that an important aspect of design is the specification of a limit on the length of unprotected rockfill which is placed ahead of mesh installation. Also, protective elements, such as pre-filled gabions which can be lifted into place, should be specified to be on hand to provide rapid protection to the otherwise vulnerable unprotected edge of an uncompleted rockfill lift.

The need for downstream face protection and the height to which reinforcement is installed are sometimes determined using principles of economic risk analysis (Cantwell, 1978; and Fitzpatrick, 1977).

2.5. CONSTRUCTION

To ensure that reinforced rockfill constitutes an effective method of downstream face protection in the construction of fill dams, the following points should be recognised :

- La sécurité du renforcement du talus doit être assurée sans faille à tous les stades de son installation et de la construction du remblai.
- Le rythme de l'installation du système de renforcement doit être accordé sur celui de la mise en place du remblai.
- Lorsqu'un déversement est imminent, le haut du talus aval doit être aménagé en déversoir en prenant soin que la crête soit bien horizontale afin d'éviter toute concentration de débit, que la rangée supérieure d'éléments de protection soit solidement fixée et que ses ancrages soient enterrés dans le remblai amont dont la surface doit être inclinée vers l'amont (la dimension du bassin versant est un paramètre important).
- La protection du raccordement sur les rives est impérative pour prévenir l'érosion dans cette zone.

Deux systèmes ont été couramment utilisés pour assurer la conformité à ces recommandations :

- **Système à barres indépendantes**

Le treillis superficiel est maintenu par des barres indépendantes et fixé par des barres d'ancrage. Ce système est installé avec chaque levée d'enrochement et demande du travail de soudure sur le chantier.

- **Système à base de gabions préfabriqués**

La protection du talus comporte des éléments modulaires de gabions remplis de blocs de petites dimensions. Ces éléments sont fixés avec des barres d'ancrage. Les gabions peuvent être soit installés et remplis *in situ*, soit remplis à l'avance et mis en place à l'aide de grues. Dans ce dernier cas, il faut adapter la rigidité des gabions aux contraintes de la manutention. De tels gabions peuvent être fabriqués et remplis à l'avance, et stockés sur le chantier en attendant leur mise en place.

L'avantage du système à barres indépendantes est son coût peu élevé. Son inconvénient principal est de nécessiter sur le chantier beaucoup de travail de montage et de soudure, d'où une gêne pour la mise en place et le compactage de l'enrochement. Le projet doit viser à réduire le plus possible l'activité sur le remblai, de façon à garantir que l'installation de la protection n'impose pas des retards à la mise en place de l'enrochement. Le système à barres indépendantes est par ailleurs probablement plus vulnérable aux corps étrangers charriés par l'eau en cas de déversement que les systèmes à gabions. On réduit les risques de dégâts en plaçant les barres de maintien horizontales au-dessous de celles disposées suivant la ligne de pente (Fig. 2). Les Fig. 2 à 5 montrent des exemples de protections à barres indépendantes (les deux barrages de Clarrie Hall et Googong sont situés en Australie). La Fig. 2 présente en particulier les phases de mise en place.

- The rockfill reinforcement system has to provide a high level of downstream face stability during all stages of its installation and embankment construction.
- Installation has to proceed in unison with fill placement.
- When overtopping is imminent, the downstream face profile should be weir shaped with an even crest height to prevent possible flow concentrations, the top row of surface reinforcement should be securely held down and its anchors should be embedded in the rockfill upstream which should be sloped downwards in the upstream direction (the extent of the catchment area is an important factor).
- Protection at the abutments may be of critical importance to prevent scouring along the downstream face-abutment junctions.

Two systems have commonly been used to meet these requirements :

- **Individual bar system**

Downstream face surface mesh retained by individual bars and held back by anchor tie bars. This system is installed with each rockfill placement “ lift ” and requires assembly and welding on the embankment.

- **Prefabricated gabion system**

The face protection comprises modular gabion units filled with small rocks. These units are held back with anchor tie bars. The gabion units can be either installed and filled *in situ* on the embankment, or can be pre-filled and placed by crane. The latter approach requires a sturdy, rigid gabion design. This type of gabion unit can be fabricated and filled ahead of schedule and stored on site for immediate use when required.

The advantage of the individual bar system is its relatively lower cost. The main disadvantage is that it requires fabrication and welding on the embankment. The presence of men and equipment for this purpose can hinder the placement and compaction of rockfill. Design should be directed to minimising the activity on the embankment so as to ensure that installation of the face protection system does not become a constraint on the rate at which rockfill can be placed. The individual bar system is probably more vulnerable to damage by logs or loose rocks during overtopping than is the gabion system. Damage is minimised by placing the mesh retaining bars (running up and down the dam face) above the transverse horizontal bars (Fig. 2). Examples of the individual bar system are shown in Fig. 2 to 5 (both Clarrie Hall Dam and Googong Dam are in Australia). An outline of the construction sequence typical of this system is also included in Fig. 2.

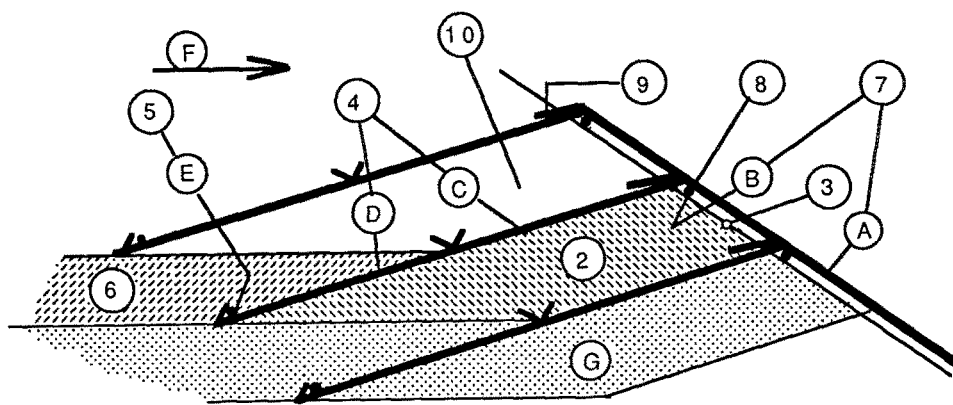


Fig. 2

Clarrie Hall Dam (Australia) - Construction sequence for downstream face protection.
Barrage de Clarrie Hall (Australie) - Phases de construction de la protection du talus aval.

- (A) Bar 1.
- (B) Bar 2.
- (C) Bar 3.
- (D) Bar 4.
- (E) Bar 5.

- (A) Barre 1.
- (B) Barre 2.
- (C) Barre 3.
- (D) Barre 4.
- (E) Barre 5.

Construction sequence :

- (1) Before commencement of any meshing, prepare and have on hand 24 gabions 2 m long \times 1 m wide \times 0.50 m deep for protection of the edge of incomplete lift.
- (2) Construct rockfill windrow; trim and compact face. Construction of windrow shall not proceed more than one shift in advance of mesh placement.
- (3) Place and tie F 81 face mesh (i.e. 8 mm welded wire mesh of 100 \times 100 mm² opening).
- (4) Place anchor tie bars (bars 3 and 4).
- (5) Place transverse horizontal anchors (bar 5).
- (6) Place rockfill over bar 4 and proceed with compaction.
- (7) Place mesh retaining bars (bar 1) and transverse horizontal bar (bar 2). Weld mesh retaining bars to previous later.
- (8) Weld bar 1 to bar 2.
- (9) Tension bar 3 to 5 kN against bar 1 and lap weld.
- (10) Repeat the sequence.
- (11) In the event of threatened overtopping, do not advance windrow further; complete trimming and meshing including tensioning and welding over exposed windrow; place protective gabions along windrow edge and weld to mesh; tie gabions together.

Phases d'installation :

- (1) Avant toute chose, préparer 24 gabions de 2 m \times 1 m \times 0,50 m pour protéger l'arête d'une éventuelle levée inachevée.
- (2) Mettre en place un cordon d'enrochement, le calibrer et le compacter. La construction du cordon ne doit pas précéder la mise en place de la protection de plus d'un poste.
- (3) Mettre en place et fixer le treillis soudé « F 81 » (fils de 8 mm et maille de 100 \times 100 mm²).
- (4) Mettre en place les barres d'amarrage (barres 3 et 4).
- (5) Poser les barres d'ancrage horizontales (barres 5).
- (6) Mettre en place et compacter l'enrochement sur les barres 4.
- (7) Disposer les barres de maintien horizontale (barre 2) et inclinées (barres 1) et souder ces dernières.
- (8) Souder les barres 1 sur la barre 2.
- (9) Tendre les barres 3 à 5 kN et souder le recouvrement avec les barres 1.
- (10) Répéter le cycle précédent.
- (11) En cas de menace de déversement, arrêter la construction du cordon; achever la passe en cours, y compris la mise en tension et la soudure; mettre en place les gabions de protection sur l'arête du cordon et les souder au réseau en place; les lier les uns aux autres.

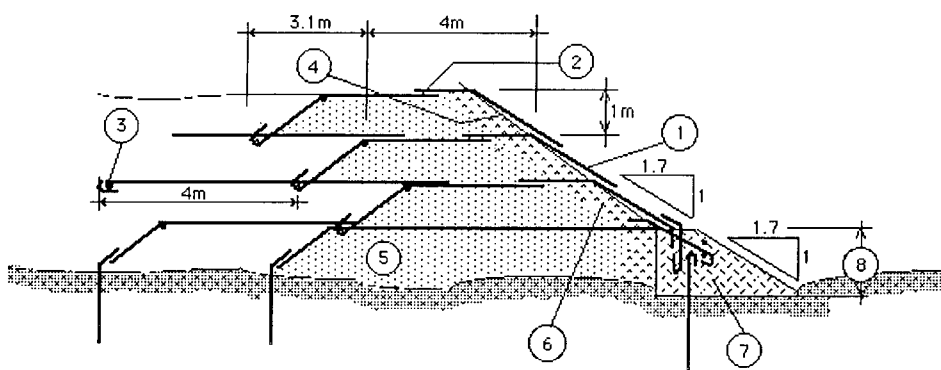
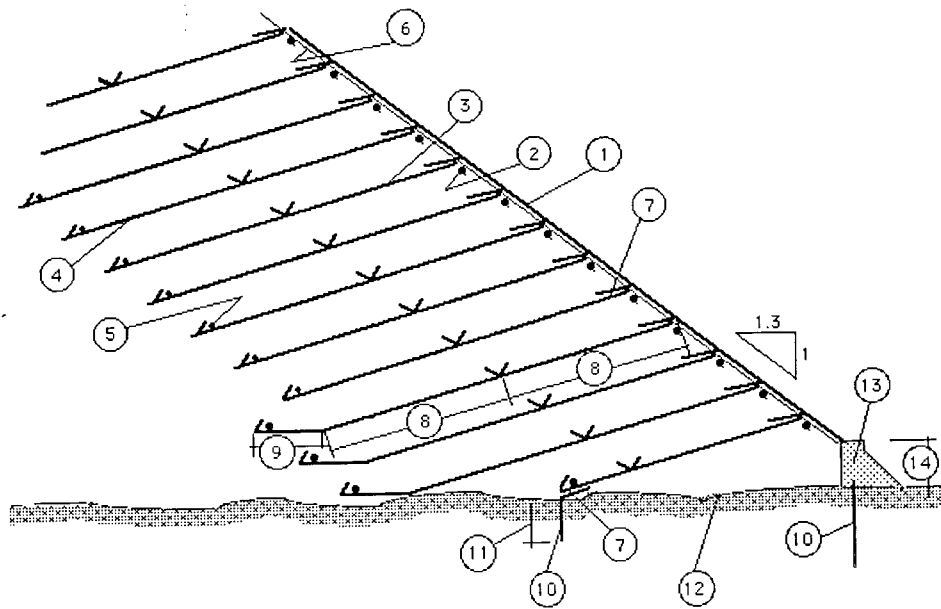


Fig. 3

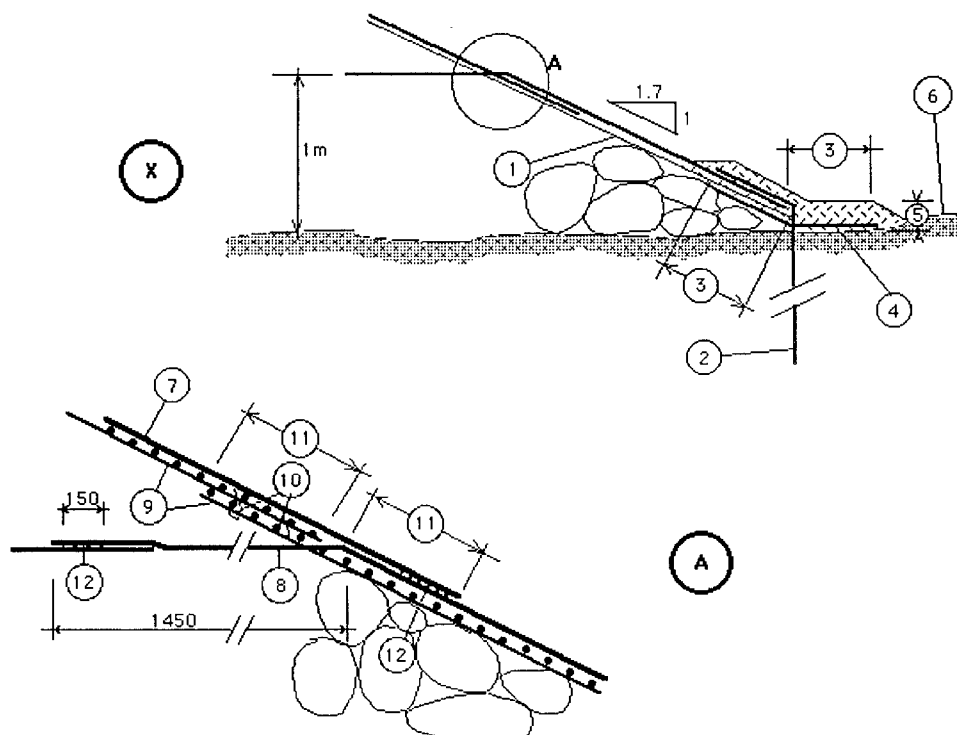
Clarrie Hall Dam - Overall scheme of downstream face protection.
Barrage de Clarrie Hall - Schéma d'ensemble de la protection aval.

- | | |
|---|--|
| (1) Bar 1. | (1) Barre 1. |
| (2) Bar 2. | (2) Barre 2. |
| (3) Bar 3. | (3) Barre 3. |
| (4) Bar 4. | (4) Barre 4. |
| (5) Bar 5. | (5) Barre 5. |
| (6) Surface mesh (8 mm dia. bars at 100 mm spacing each way). | (6) Treillis superficiel (barres Ø 8 mm, maille carrée de 100 mm). |
| (7) Lap weld. | (7) Soudure du recouvrement. |
| (8) 6 800 mm (typ.). | (8) 6 800 mm (longueur de principe). |
| (9) 3 000 mm (typ.). | (9) 3 000 mm (longueur de principe). |
| (10) Anchor bar at 1 200 mm CRS. | (10) Barres d'ancrage espacées de 1 200 mm. |
| (11) 2 000 mm into rock. | (11) 2 000 mm dans le rocher. |
| (12) Stripped rock level. | (12) Rocher décapé. |
| (13) Toe wall. | (13) Mur de pied. |
| (14) 1 500 mm. | (14) 1 500 mm. |

Fig. 4

Googong Dam (Australia) - Downstream face protection.
Barrage de Googong (Australie) - Protection de talus aval.

- | | |
|--|---|
| (1) Face bars at 0.5 m CRS. | (1) Barres de maintien espacées de 0,5 m. |
| (2) Bars tensioned and welded. | (2) Barres mises en tension et soudées. |
| (3) Anchors at 1 m CRS. | (3) Ancrages espacés de 1 m. |
| (4) F 81 mesh. | (4) Treillis « F 81 ». |
| (5) Rockfill. | (5) Enrochement. |
| (6) Selected face rockfill 150 mm to 375 mm. | (6) Enrochement trié 150/375 mm. |
| (7) Toe wall. | (7) Mur de pied. |



Le gros avantage des gabions, surtout s'ils sont préremplis en dehors du chantier, est leur mise en place facile et rapide. De tels gabions transportables déjà remplis permettent de constituer, à toutes fins utiles, des empilements d'une très grande stabilité.

L'inconvénient du système à base de gabions est qu'il est en principe plus cher que celui à barres indépendantes, bien que la préfabrication permette des économies considérables dès lors que le nombre de gabions est important.

De nombreux modes d'utilisation des gabions ont été mis au point. Dans certains d'entre eux, les gabions ont une stabilité suffisante par eux-mêmes et ne nécessitent aucun ancrage pour assurer la sécurité de l'ouvrage. Dans d'autres, les gabions sont considérés comme des éléments superficiels et fixés dans l'enrochement par des barres d'amarrage et des ancrages noyés dans le remblai.

Fig. 5

Googong Dam - Details of downstream face protection.
Barrage de Googong - Détail de la protection de talus aval.

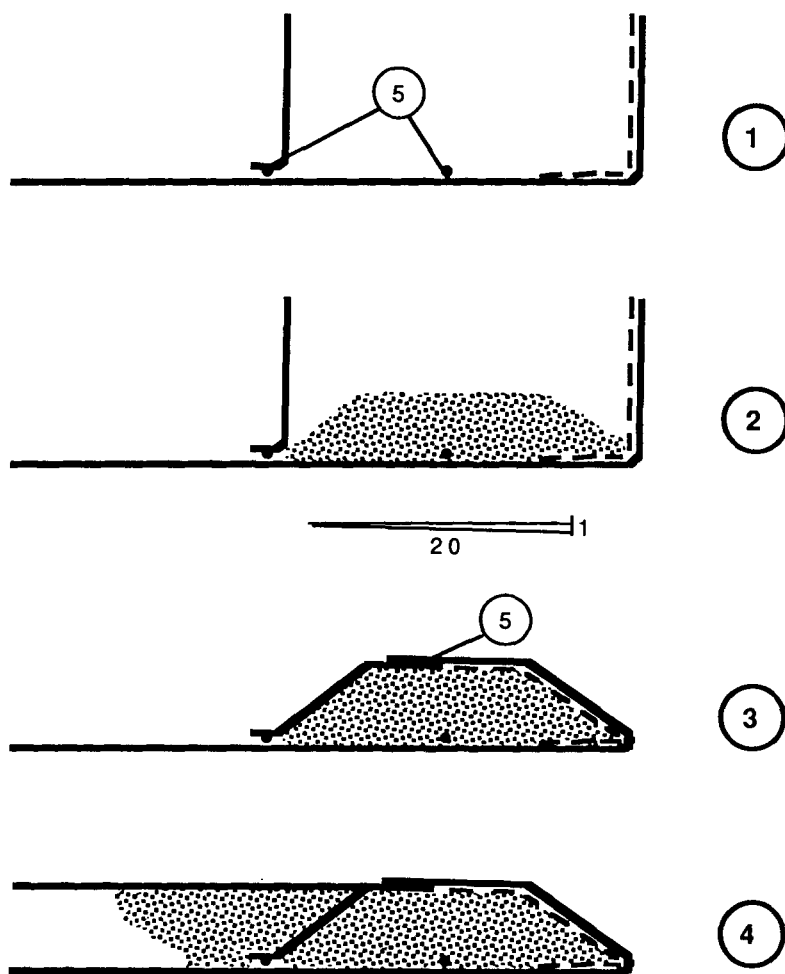
| | |
|--|--|
| (X) Abutment contact. | (X) <i>Raccordement en rive.</i> |
| (A) Detail A. | (A) <i>Détail A.</i> |
| (1) Surface mesh. | (1) <i>Treillis de surface.</i> |
| (2) Anchor bars 2 m into rock. | (2) <i>Barres d'ancrage, 2 m dans le rocher.</i> |
| (3) 450 mm minimum. | (3) <i>450 mm minimum.</i> |
| (4) 2 m strip excavated to fresh rock. | (4) <i>Bande de 2 m décapée au rocher sain.</i> |
| (5) 1 m minimum. | (5) <i>1 m minimum.</i> |
| (6) Embankment abutment. | (6) <i>Surface d'appui en rive.</i> |
| (7) 20 mm dia. bar at 500 mm spacing. | (7) <i>Barres de 20 mm de diamètre espacées de 500 mm.</i> |
| (8) 20 mm dia. | (8) <i>Diamètre 20 mm.</i> |
| (9) Surface mesh 8 mm dia. at 100 mm spacing each way. | (9) <i>Treillis de surface, fils de 8 mm, maille carrée de 100 mm.</i> |
| (10) Ties. | (10) <i>Ligatures.</i> |
| (11) 450 mm lap. | (11) <i>Recouvrements de 450 mm.</i> |
| (12) Weld. | (12) <i>Soudure.</i> |

The great advantage of the gabion system, particularly when pre-filled elsewhere, is the speed and ease with which it can be installed. Such transportable rock-filled gabions can readily provide a zone of material with considerable intact stability.

The disadvantage of the gabion system is that it tends to be more costly than the individual bar system, although its prefabricated nature offers considerable opportunity for efficiency gains where a large number of gabions is required.

A number of different gabion stacking arrangements have been developed. In some arrangements the gabions provide sufficient stability by themselves and do not require tie bar anchoring systems to make the overall structure secure. In other stacking arrangements the gabions act as face elements and are anchored into the embankment with tie bars which extend into the fill on to embedded anchors.

Les Fig. 6 à 8 montrent un exemple de système avec gabions préfabriqués installés et remplis sur le remblai (le barrage de Fika Patso est en Afrique du Sud).



En règle générale, chaque « levée » de la protection est horizontale d'une rive à l'autre, de telle façon que la hauteur de lame soit uniforme en cas de déversement. Le système du barrage de Fika Patso est inhabituel dans la mesure où la protection présentait des pentes vers la partie centrale du barrage pour y aménager une zone de déversement préférentiel. Les pentes étaient de 1/10, le dénivelé maximal étant de 3 mètres sur la zone déversante de 60 mètres de long.

An example of a prefabricated gabion system that involves installation and filling of the gabions on the embankment is shown in Fig. 6 to 8 (Fika Patso Dam is in South Africa).

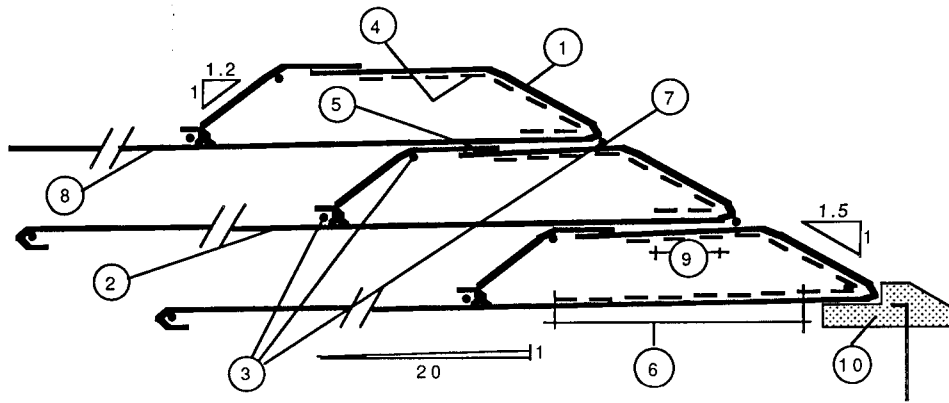
Fig. 6

Fika Patso Dam (South Africa) - Construction sequence for downstream face protection.

Barrage de Fika Patso (Afrique du Sud) - Phases de construction de la protection aval.

- | | |
|---|---|
| (1) Set up bars and mesh panel, weld bars. | (1) <i>Mise en place des barres et panneaux de treillis. Soudure des barres.</i> |
| (2) Place and compact rockfill. Rocks at face to be placed and moved by crowbars to form a uniform surface. | (2) <i>Mise en place et compactage de l'enrochement. Les blocs de parement doivent être arrangés pour former une surface régulière.</i> |
| (3) Fold down mesh, tension bars and weld. | (3) <i>Replier le treillis, mettre les barres en tension et les souder.</i> |
| (4) Place and compact remainder of lift. | (4) <i>Mise en place et compactage du reste de la levée d'enrochement.</i> |
| (5) Welded. | (5) <i>Assemblages soudés.</i> |

The usual arrangement with face protection systems is that each “lift” of protection is horizontal from abutment to abutment, thereby providing a uniform depth of overflow in the event of overtopping. The Fika Patso Dam protection system is unusual in that the protection was dished towards the centre of the embankment to provide a central overspill region. The protection was sloped at 1 vertical in 10 horizontal to provide maximum “dishing” of 3 metres in a 60 metres wide overspill zone.



La vue d'ensemble du système de Fika Patso (Fig. 8) donne une bonne idée de l'aspect modulaire de ce type de protection.

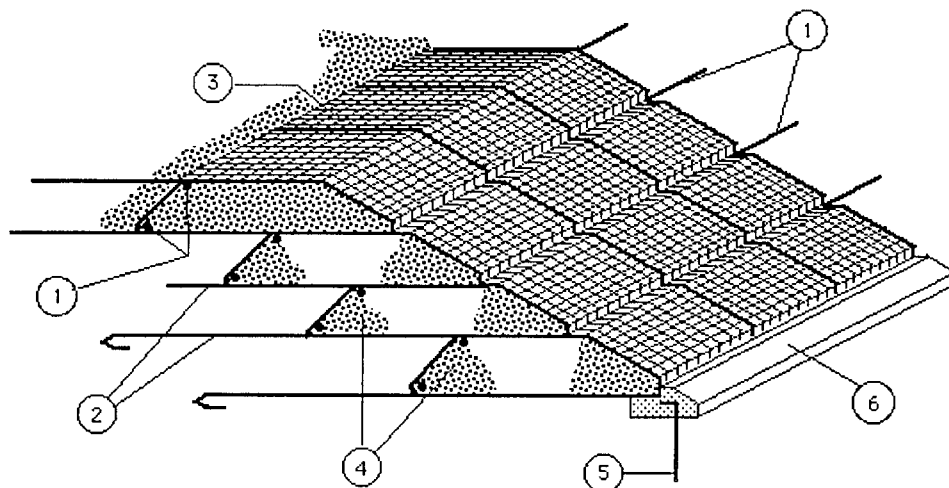


Fig. 7

Fika Patso Dam - Overall arrangement of downstream face protection.

Barrage de Fika Patso - Dispositions générales de la protection aval.

- | | |
|--|---|
| (1) Weld bar to external face of mesh. | (1) Barre soudée sur la face extérieure du treillis. |
| (2) Anchor bars extend to 20.1 m from face. | (2) Barres d'ancrage, longueur 20,1 m. |
| (3) Transverse bars parallel to face. | (3) Barres transversales parallèles au talus. |
| (4) Surface mesh 8 mm dia. at 100 mm spacing each way. | (4) Treillis de surface, fils de 8 mm, maille carrée de 100 mm. |
| (5) Bars lapped, tensioned and welded. | (5) Barres tendues et soudées à recouvrement. |
| (6) Additional mesh panel at foundation level. | (6) Panneau supplémentaire de treillis au niveau de la fondation. |
| (7) Tie both layers of mesh to transverse bar. | (7) Liaison des deux levées de treillis aux barres transversales. |
| (8) Maintain crossfall on lift surface. | (8) Fixation sur la levée. |
| (9) Mesh overlap 750 mm minimum. | (9) Recouvrement du treillis, 750 mm minimum. |
| (10) Concrete toe wall. | (10) Mur de pied en béton. |

The general view of the Fika Patso Dam system shown in Fig. 8 gives a good impression of the modular nature of typical downstream face protection systems.

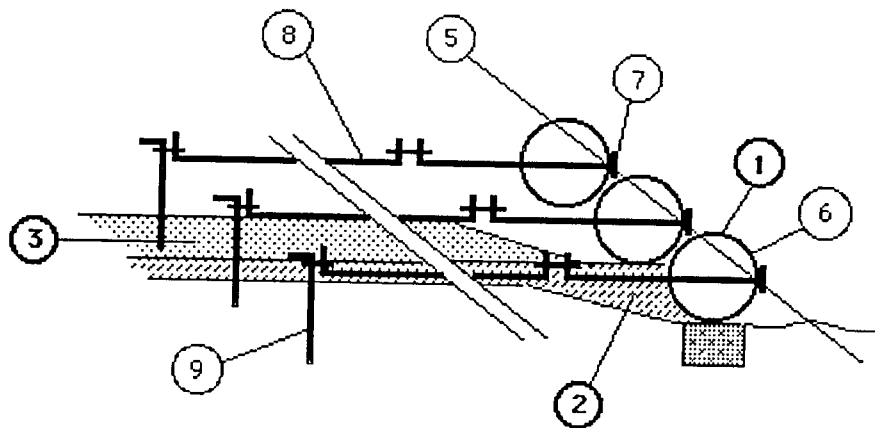
Fig. 8

Fika Patso Dam - General view of downstream face protection.

Barrage de Fika Patso - Vue générale de la protection aval.

- | | |
|---------------------------------------|---|
| (1) Transverse bars. | (1) Barres transversales. |
| (2) Anchor bars. | (2) Barres d'ancrage. |
| (3) Surface mesh. | (3) Treillis superficiel. |
| (4) Selected rockfill in gabions. | (4) Enrochement trié dans les gabions. |
| (5) Toe block dowelled to foundation. | (5) Épinglage de la butée de pied à la fondation. |
| (6) Concrete toe block. | (6) Butée de pied en béton. |

Les Fig. 9 à 11 montrent un système utilisant des gabions fabriqués et remplis hors du site, puis mis en place sur le remblai. Ces gabions sont de construction robuste et sont manutentionnés à l'aide de grues, constituant des « modules d'enrochement armé » de 1,5 tonne.



A prefabricated gabion system that involves fabrication and filling elsewhere for subsequent lifting into place on the embankment is shown in Fig. 9 to 11. These gabions are of sturdy construction and are lifted into place by crane as 1.5 tonnes “reinforced rockfill modules”.

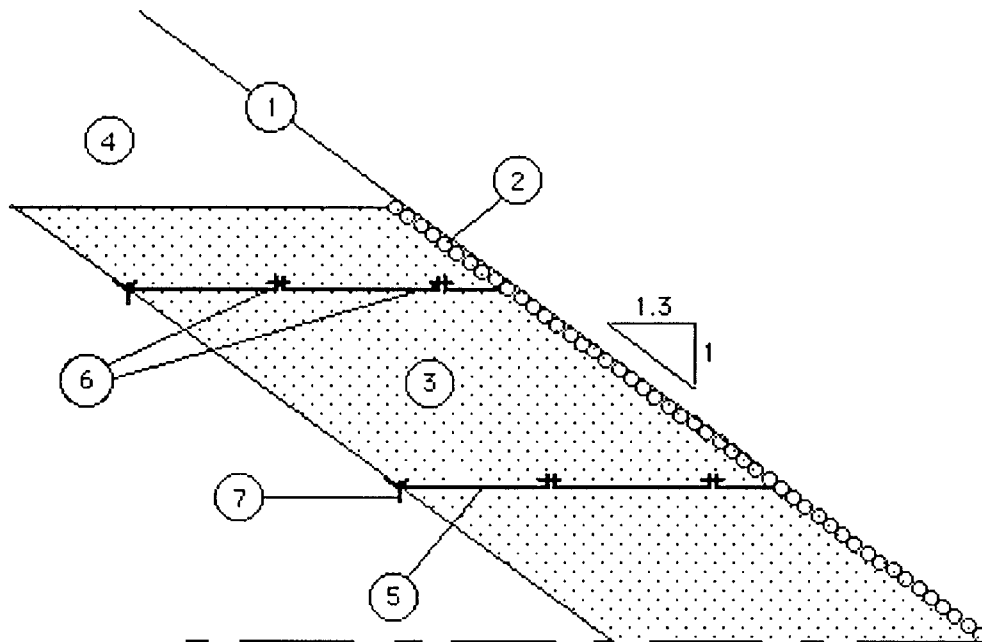
Fig. 9

Murchison Dam (Australia) - Construction sequence for downstream face protection.

Barrage de Murchison (Australie) - Phases de construction de la protection aval.

- | | |
|---|--|
| (1) Place gabion, attach bars and secure to dowel. | (1) Mettre le gabion en place, fixer la barre d'ancrage, procéder à l'épinglage. |
| (2) Fill area indicated. | (2) Remblayer le volume indiqué. |
| (3) Fill area indicated. | (3) Remblayer le volume indiqué. |
| (4) Repeat sequence from 1. | (4) Répéter le cycle à partir de 1. |
| (5) Nominal face. | (5) Surface théorique. |
| (6) Prefabricated prefilled gabion, 940 mm dia. by 2 400 mm long, formed from welded mesh of 5 mm dia. wires at 50 mm spacing each way. | (6) Gabion préfabriqué et pré-rempli, de 940 mm de diamètre et 2 400 mm de long, en treillis soudé de fils de 5 mm à mailles carrées de 50 mm. |
| (7) 200 × 160 × 20 mm THK mild steel retaining plate. | (7) Plaque d'appui en acier doux de 200 × 160 × 20 (mm). |
| (8) Anchor bars. | (8) Barres d'ancrage. |
| (9) Grouted vertical dowel 1 000 mm long. | (9) Épingles scellées de 1 m de long. |

Des gabions semblables à ceux de Murchison ont été utilisés au barrage de Mackintosh pour former un parement aval vertical de 23 mètres de haut. La justification principale de cette disposition était de réduire le plus possible la probabilité de dommages occasionnés par les abondants troncs d'arbres charriés par la rivière lors de ses crues.



Similar gabion units to those used for Murchison Dam were stacked to form a 23 metres high vertical wall on the downstream face of Mackintosh Dam. An important consideration in adopting the vertical wall was the necessity of minimising the probability of damage by large logs which were known to be carried by that river when in flood.

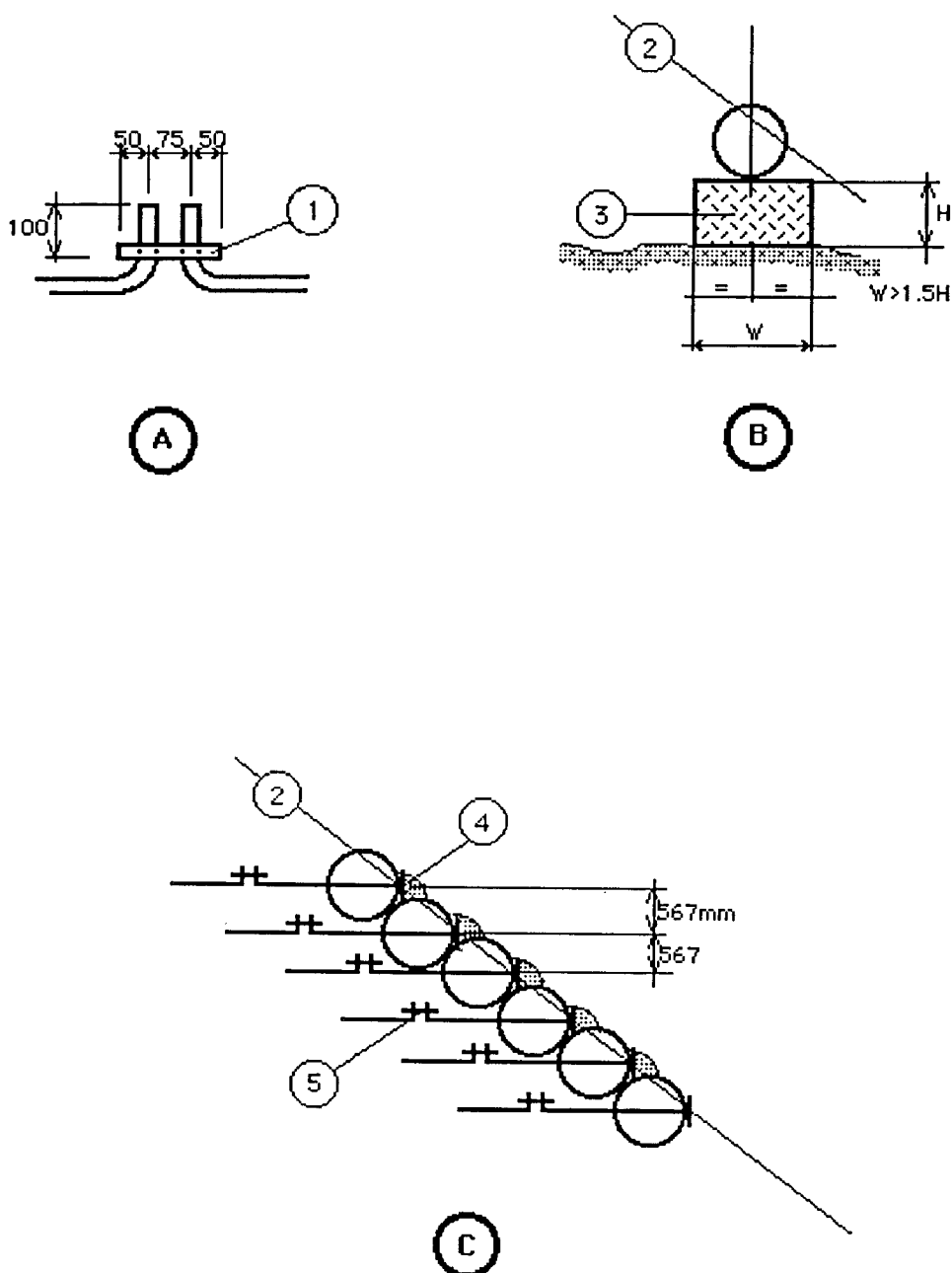
Fig. 10

Murchison Dam - Overall arrangement of downstream face protection.

Barrage de Murchison - Dispositions générales de la protection aval.

- | | |
|---|--|
| (1) Nominal face. | (1) <i>Surface théorique.</i> |
| (2) Prefabricated prefilled cylindrical gabions. | (2) <i>Gabions cylindriques préfabriqués et pré-remplis.</i> |
| (3) Reinforcing rockfill zone. | (3) <i>Massif d'enrochement armé.</i> |
| (4) Unprotected face zone. | (4) <i>Partie de talus non protégée.</i> |
| (5) Typical anchor bar arrangement, one per gabion. | (5) <i>Barres d'ancrage, une par gabion.</i> |
| (6) Typical anchor bar connections. | (6) <i>Assemblages de barres d'ancrage.</i> |
| (7) Grouted vertical dowels. | (7) <i>Épingles verticales scellées.</i> |

Une caractéristique intéressante du système de gabions du barrage de Murchison réside dans la pièce de raccordement des barres d'ancrage, représentée sur la Fig. 11. Elle est capable de transmettre la tension totale de la barre et permet un montage très rapide en réduisant les opérations de soudure sur chantier au strict minimum.



An interesting feature of the Murchison Dam gabion system is the anchor bar connector shown in Fig. 11. This has been shown to develop the full tensile capacity of the anchor bar and allows for very rapid installation with the need for only minimal welding on the embankment.

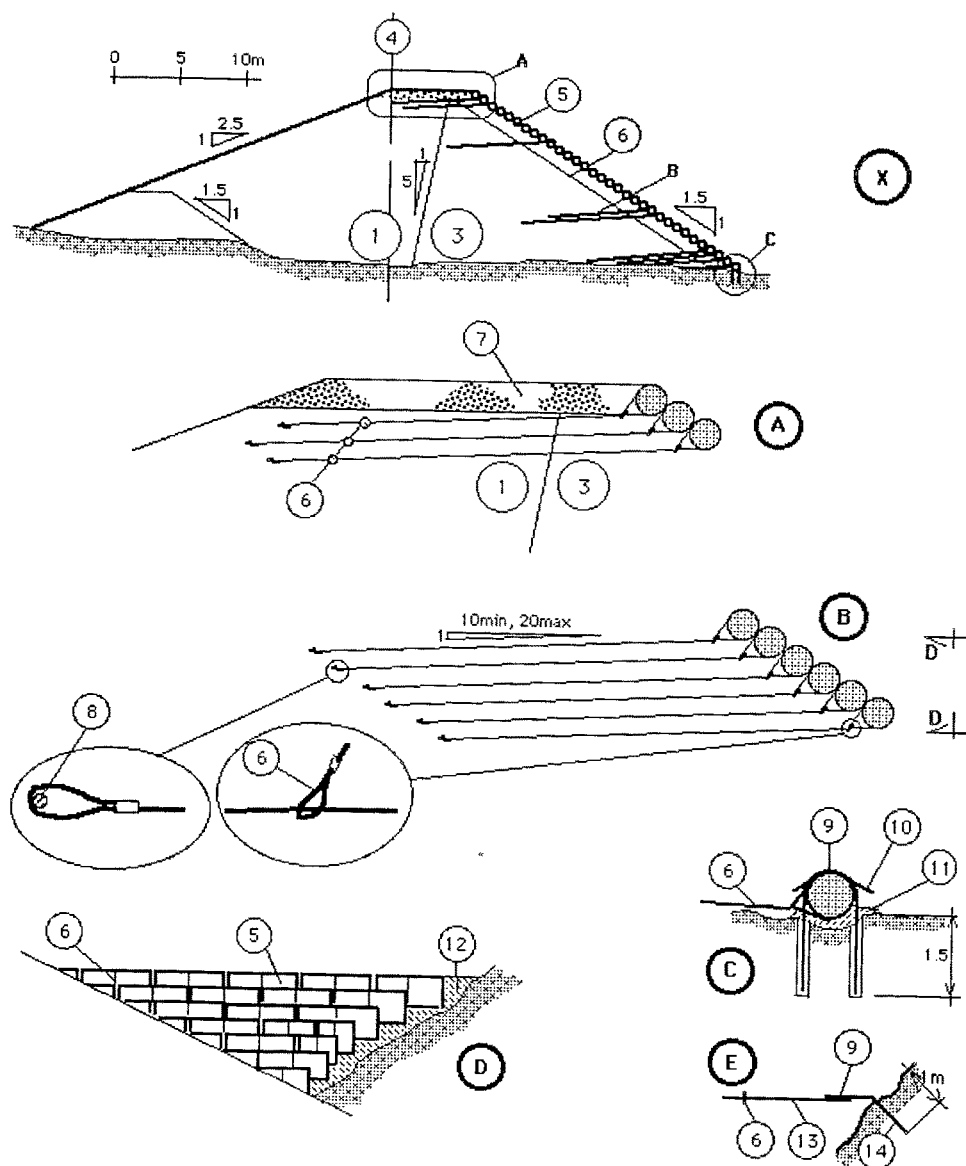
Fig. 11

Murchison Dam - Some details of downstream face protection.

Barrage de Murchison - Détails de la protection aval.

- | | |
|-----------------------------------|---|
| (A) Anchor bar connection detail. | (A) <i>Détail de l'assemblage des barres d'ancrage.</i> |
| (B) Downstream toe detail. | (B) <i>Détail du pied aval.</i> |
| (C) Final finish to protect face. | (C) <i>Finition de la protection.</i> |
| (1) 175 × 75 × 20 mm THK plate. | (1) <i>Plaque en acier de 175 × 75 × 20 (mm).</i> |
| (2) Nominal face. | (2) <i>Surface théorique.</i> |
| (3) Concrete base slab. | (3) <i>Socle de fondation en béton.</i> |
| (4) Unformed concrete. | (4) <i>Béton non coffré.</i> |
| (5) Anchor bar connection. | (5) <i>Assemblage de barres d'ancrage.</i> |

Au barrage de Crotty, des élingues ont été utilisées pour ancrer des gabions cylindriques sur le talus aval du batardeau amont. Cette solution accélérât encore la construction de la protection et diminuait les risques d'avarie aux pneumatiques des engins. Des détails sont donnés sur la Fig. 12. Ce batardeau a été submergé six fois sans dommages. Le barrage principal quant à lui n'a pas déversé pendant la construction. Il était prévu de réutiliser ailleurs les gabions du batardeau.



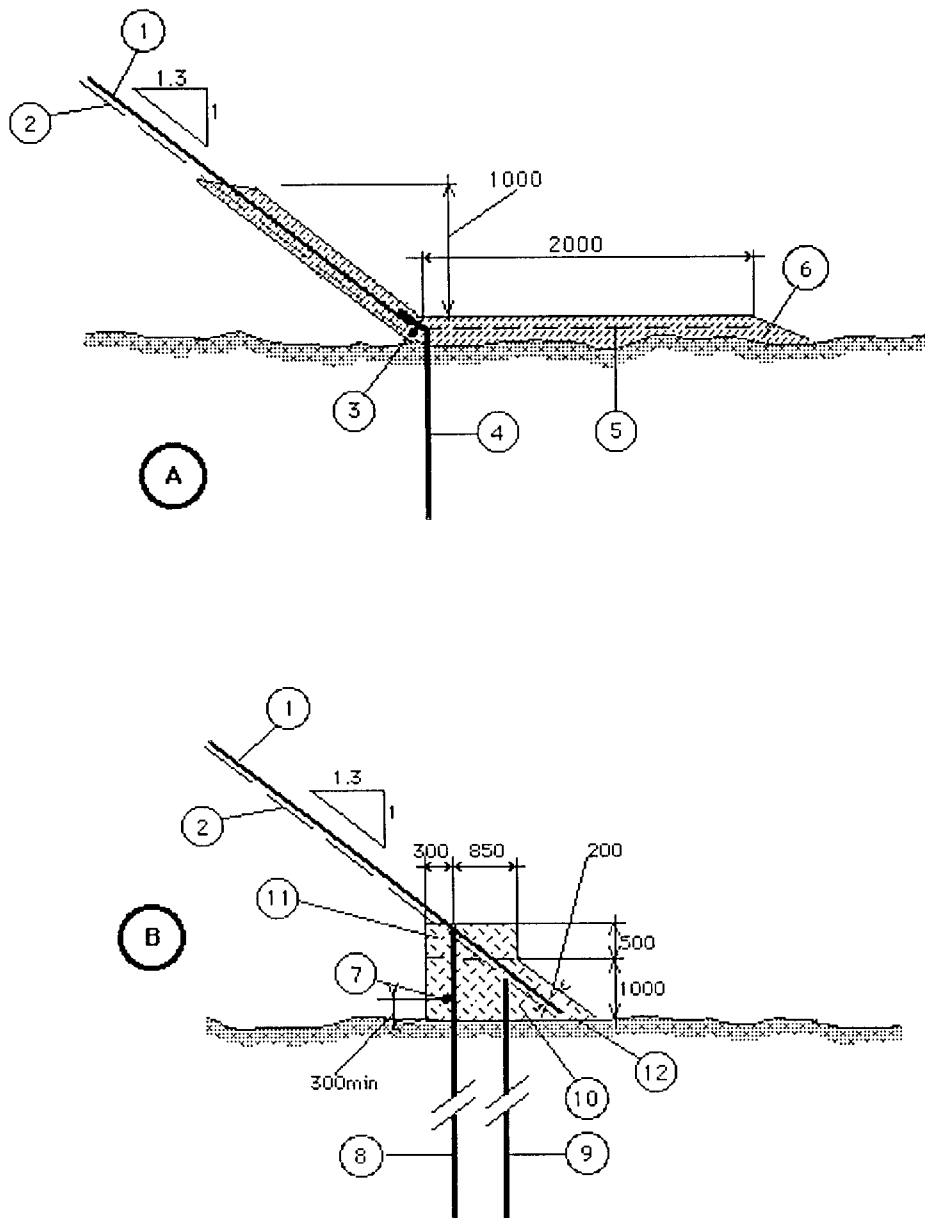
At Crotty Dam, wire rope strops were used to anchor the cylindrical gabions on the downstream face of the upstream cofferdam. This was found to speed up the installation of the downstream face protection system even further and there is less risk of damage to rubber tyred equipment. Details are shown in Fig. 12. This cofferdam was overtopped six times without suffering any damage. The main dam was never overtopped during construction. The cofferdam gabions are intended to be re-used elsewhere.

Fig. 12

Crotty Dam (Australia) - Downstream face protection of upstream cofferdam.
Barrage de Crotty (Australie) - Protection du talus aval du batardeau amont.

- | | |
|---|---|
| (X) Cross-section of the dam. | (X) Coupe transversale du barrage. |
| (A) Detail A. | (A) Détail A. |
| (B) Detail B. | (B) Détail B. |
| (C) Detail C. | (C) Détail C. |
| (D) Detail D. | (D) Détail D. |
| (E) Detail E. | (E) Détail E. |
| (1) Zone 1 : gravel. | (1) Zone 1 : gravier. |
| (3) Zone 3 : Rockfill. | (3) Zone 3 : enrochement. |
| (4) Dam axis. | (4) Axe du barrage. |
| (5) Cylindrical gabions. | (5) Gabions cylindriques. |
| (6) Wire ties. | (6) Câbles d'amarrage. |
| (7) Riprap. | (7) Riprap. |
| (8) Anchor bars to run full length of the dam. Lap bars 500 mm and tie each lap with 3 wire grips (galvanized) for 22 mm dia. rope. At each abutment, bars to be welded to dowels as shown in detail " E ". | (8) Barres d'ancrage régnant d'un bout à l'autre du barrage. Recouvrement des barres sur 500 mm avec assemblage par 3 serre-câbles pour câbles de 22 mm. Sur chaque rive, soudure des barres sur des épingles selon détail « E ». |
| (9) Weld. | (9) Soudure. |
| (10) Grouted dowels bent over riverbed gabions. | (10) Épingles scellées recourbées sur les gabions inférieurs. |
| (11) Unformed concrete. | (11) Béton non coffré. |
| (12) Concrete vibrated between gabions and foundation. | (12) Béton vibré entre gabions et fondation. |
| (13) Anchor bar 20 mm dia. | (13) Barre d'ancrage de 20 mm de diamètre. |
| (14) Dowel. | (14) Épingle. |

Les raccordements aux rives et à la fondation sont des points faibles de toutes les protections de talus aval. Il est arrivé que des dégâts et l'érosion dans ces zones amènent la rupture du système de protection (Mackellar *et al.*, 1979). Les mesures prises au barrage de Clarrie Hall pour les protéger sont présentées sur la Fig. 13.



A vulnerable part of any downstream face protection system is the intersection with the foundation and abutments. Damage and erosion in these areas has been the cause of total failure of the face protection system (Mackellar *et al.*, 1979). Measures taken to protect these areas at Clarrie Hall Dam are shown in Fig. 13.

Fig. 13

Clarrie Hall Dam - Abutment and foundation interface protection.

Barrage de Clarrie Hall - Raccordement de la protection avec les rives et la fondation.

- | | |
|--|---|
| (A) Abutment contact treatment (section normal to dam axis). | (A) <i>Traitement du raccordement de rive (coupe normale à l'axe du barrage).</i> |
| (B) Foundation toe treatment (section normal to dam axis). | (B) <i>Traitement de la fondation au pied du barrage (coupe normale à l'axe du barrage).</i> |
| (1) Mesh retaining bars (20 mm dia. at 300 mm horizontal spacing and 1 300 mm "vertical" spacing). | (1) <i>Réseau des barres de maintien (diamètre 20 mm, maille de 300 mm horizontalement × 1 300 mm dans la pente).</i> |
| (2) Surface (8 mm dia. bars at 100 mm spacing each way). | (2) <i>Treillis de surface (ronds de 8 mm de diamètre, maille carrée de 100 mm).</i> |
| (3) 20 mm dia. bars to follow the line of the contact. | (3) <i>Barres de 20 mm de diamètre le long du contact.</i> |
| (4) 28 mm rock anchor bar at 1 200 cts, 3 000 mm minimum into sound rock. | (4) <i>Barres d'ancrage au rocher, 28 mm de diamètre tous les 1,2 m; 3 m minimum dans le rocher.</i> |
| (5) Flexible wire mesh (chain link fencing or equivalent). | (5) <i>Treillis souple (genre grillage de clôture).</i> |
| (6) Protective concrete on embankment/abutment contact; minimum thickness 150 mm. | (6) <i>Béton de protection sur le contact remblai/rive; épaisseur minimum 150 mm.</i> |
| (7) 12 mm dia. bar. | (7) <i>Barre de 12 mm de diamètre.</i> |
| (8) 28 mm dia. rock anchor bar at 1 200 cts, 3 000 mm minimum into sound rock. | (8) <i>Barres d'ancrage au rocher, 28 mm de diamètre tous les 1,2 m; 3 m minimum dans le rocher.</i> |
| (9) 2 (28 mm dia.) rock anchor bars, 300 mm apart, 3 000 mm minimum into sound rock, at measuring weir slot. | (9) <i>2 barres d'ancrage au rocher, de 28 mm de diamètre, espacées de 300 mm, sous le seuil de mesure; 3 m minimum dans le rocher.</i> |
| (10) Toe wall. | (10) <i>Mur de pied.</i> |
| (11) Seepage measuring weir. | (11) <i>Seuil de mesure des fuites.</i> |
| (12) Assumed toe of embankment. | (12) <i>Pied théorique du remblai.</i> |

L'enrochement armé est également efficace pour la construction d'autres ouvrages hydrauliques divers tels que des défenses de berges, seuils ou organes de dissipation d'énergie. En général, de tels ouvrages ont une hauteur de 1 à 8 mètres et sont faits de gabions. Ces gabions peuvent être empilés verticalement, ou en escalier, ou en formant une pente, ou selon une configuration mixte, en fonction des particularités du site.

On peut accroître l'efficacité des gabions par l'adjonction de barres d'amarrage ou de treillis fixés sur les gabions et pénétrant à l'intérieur du remblai situé en arrière, procurant ainsi une stabilité supplémentaire aux éléments de parement.

La crête peut être renforcée dans les zones les plus vulnérables par des dalles de béton qui améliorent l'écoulement et la pérennité des gabions et treillis.

L'enrochement armé a aussi été utilisé pour des installations de chantier telles que plates-formes de grues ou voies de chantier pour engins lourds. Les gabions, simplement empilés ou amarrés si nécessaire, permettent la réalisation rapide et efficace de tels ouvrages.

Lorsque la protection est uniquement prévue pour la période du chantier, elle est parfois enlevée en fin de travaux, soit pour des raisons d'esthétique, soit pour la valeur de sa récupération. Cette opération est coûteuse en main-d'œuvre et son intérêt économique dépend des conditions locales.

2.6. COMPORTEMENT EN EXPLOITATION

On ne dispose pas de données d'exploitation permettant une analyse systématique du comportement de l'enrochement armé. Lorsqu'il a fonctionné « à sec », aucun commentaire, généralement, n'a été fait. Dans les cas où il a été exposé à l'action d'écoulements d'eau, les responsables ont, en général, fait état d'un comportement satisfaisant, bien qu'un certain nombre de ruptures partielles ou totales aient été signalées. De telles ruptures se sont en principe produites à la suite de déversements au cours desquels des zones critiques de l'enrochement armé ont été avariées, ce qui a conduit à la rupture, partielle ou totale. Les barrages de Cethana en Australie (Fitzpatrick, 1977) et de Xonxa en Afrique du Sud (Mackellar *et al.*, 1979 et Pells, 1978) ont subi d'importants dégâts lorsqu'ils ont été submergés pendant leur construction.

On n'a pas établi de règle claire quant à l'épaisseur de lame déversante admissible sur un enrochement armé. On peut estimer qu'au-delà de 3 mètres de hauteur critique il faut se poser des questions, bien que des hauteurs allant jusqu'à 10,5 mètres aient été supportées sans dommage (Webster, 1973). En 1976, alors que le barrage de Googong, en Australie, avait atteint une hauteur de 18 mètres, il fut submergé par une nappe atteignant 2,5 mètres d'épaisseur au cours de deux journées consécutives, pendant une durée totale d'une quinzaine d'heures (Fitzgerald, 1977; Fokkema *et al.*, 1977). Les dégâts au système de protection furent mineurs. Le treillis de protection subit quelques dommages, probablement du fait des corps étrangers charriés lors du déversement : des fils horizontaux furent tirés vers le bas avec arrachement de soudures de fixation sur les fils disposés selon la ligne de pente. Ces derniers fils ne furent pas, en général, endommagés. Quelques poches

Reinforced rockfill is also used effectively in the construction of river channel flood control works such as weirs and energy dissipators. These structures generally range in height from 1 to 8 metres and are often constructed entirely of gabions units. The gabions may be stacked vertically, stepped or sloping or in a combination of these configurations to suit particular site requirements.

The effectiveness of the gabion units can be increased by the use of anchor tie bars or reinforcing mesh attached to the gabions and extended into the fill behind to provide extra stability for the face units.

Concrete crest slabs can also be used in critical areas to improve flow characteristics and longevity of the gabions or mesh.

Reinforced rockfill in the form of gabion construction has also been used to provide areas of hard standing for cranes or heavy vehicle access such as ramps or haulage roads. Modular gabion units can be stacked or tied if necessary, quickly and efficiently to provide a stable platform.

Where mesh protection has been used to protect against overtopping during construction, it is sometimes removed upon completion of the dam. This may be done for reasons of appearance or for the salvage value of the steel. The work of removal is labour intensive and the salvage value, if any, will depend on local economic conditions.

2.6. PERFORMANCE

Performance data for reinforced rockfill are not readily available for a wide range of operating conditions. When reinforced rockfill has been used in substantially "dry" conditions, its performance has generally gone unnoticed. In situations where reinforced rockfill has been subjected to the forces of flowing water, authorities have generally reported satisfactory performance although some significant failures or partial failures of reinforced rockfill systems have occurred. Such failures have generally occurred with substantial flooding (overtopping) during which key portions of the reinforced rockfill system have suffered damage and have initiated a progressive failure or partial failure. The Cethana Dam in Australia (Fitzpatrick, 1977) and the Xonxa Dam in South Africa (Mackellar *et al.*, 1979 and Pells, 1978) suffered substantial damage when overtopped during construction.

A clear limitation on the depth of overtopping that reinforced rockfill face protection systems can safely withstand has not been established. A flow in excess of 3 m critical depth (equivalent to approximately 15 m³/s per metre width) may be considered to be dubious, although overflow depths up to 10.5 m have been sustained without damage (Webster, 1973). In 1976, the Googong Dam in Australia had reached a height of 18 metres when it was overtopped for around 8 hours on each of two consecutive days, to a maximum depth of 2.5 metres (Fitzgerald, 1977 and Fokkema *et al.*, 1977). Structural damage to the reinforcement system was reported to be minor. The surface mesh was somewhat damaged, presumably by overflowing debris, resulting in horizontal wires being pulled downwards and the electro-welded joints to vertical wires being stripped. Vertical mesh wires were generally unaffected. Some cavities developed in the rockfill behind the mesh but

d'érosion se produisirent derrière le treillis, sans dégradation importante du remblai. D'un autre côté, le barrage de Bridle Drift, submergé sous une lame de 3,7 mètres, a été partiellement emporté, mais il faut noter que l'aménagement inachevé de la crête a probablement contribué à la rupture (Shand et Pells, 1970). A la suite de ces expériences, certaines autorités ont adopté une limite de 3 mètres pour la hauteur critique.

Aux barrages de Cethana, Pindari et Brogo, tous à masque amont en béton, des crues importantes sont survenues avant la mise en place du masque. Des débits significatifs se sont écoulés à travers l'enrochement qui était presque achevé, et protégé à l'aval par un système d'armatures. Les pointes de débit ont été estimées à 12,5 m³/s à Pindari et 7 m³/s à Brogo. Il ne s'est produit aucune instabilité ni perte significative d'enrochement au pied aval (Vesk, 1981).

L'Annexe 1 présente une liste de 47 barrages dont les talus ont été protégés contre le déversement par des enrochements armés. Cette liste ne comprend pas les cas où un batardeau séparé était ainsi protégé. Sur ces 47 barrages, 21 ont été submergés et 5 au moins ont été traversés par des débits notables sans être submergés. Sur les 21 submergés, 4 se sont rompus. On peut trouver des détails sur des submersions de barrages dans les références suivantes :

| | |
|----------------|--|
| San Ildefonso | (Weiss, 1950) |
| Borumba | (Learmonth <i>et al.</i> , 1967) |
| Sirinumu | (Speedie <i>et al.</i> , 1967) |
| Pit 7 Afterbay | (Shackelford <i>et al.</i> , 1970) |
| Bridle Drift | (Pells, 1978; Shand et Pells, 1970) |
| Cethana | (Fitzpatrick, 1977) |
| Lesapi | (Pells, 1978) |
| Paloona | (Fitzpatrick, 1977) |
| Moochalabra | (Wark, 1982) |
| Ord River | (Webster, 1973) |
| Xonxa | (Mackellar <i>et al.</i> , 1979; Pells, 1978) |
| Googong | (Fitzgerald, 1977; Fokkema <i>et al.</i> , 1977) |
| Mackintosh | (Kinstler, 1983) |
| Murchison | (Kinstler, 1983) |

the embankment suffered no major damage. On the other hand, Bridle Drift Dam suffered a partial failure with 3.7 m overflow depth although uncompleted work on the crest appears to have contributed to this failure (Shand and Pells, 1970). Following these experiences, some authorities have adopted an overflow critical depth of 3 m as the maximum for design purposes.

At Cethana, Pindari and Brogo concrete faced rockfill dams, major flooding occurred before the upstream concrete face had been placed. Substantial flow occurred through the nearly completed rockfill embankments which were reinforced with downstream face protection. The estimated peak throughflows were 12.5 m³/s at Pindari and 7 m³/s at Brogo. No instability or significant loss of rockfill occurred at the downstream toe (Veski, 1981).

In Appendix 1, there are listed the 47 known cases where mesh protection has been used to protect main dam embankments against overtopping. This listing does not include cases where separate cofferdams have been protected by mesh. Of the 47 dams listed, 21 have been overtopped and at least 5 have experienced significant throughflow without overtopping. Of the 21 dams overtopped, 4 have failed. Information on some of the dams that have been overtopped can be found in the following references :

| | |
|----------------|--|
| San Ildefonso | (Weiss, 1950) |
| Borumba | (Learmonth <i>et al.</i> , 1967) |
| Sirinumu | (Speedie <i>et al.</i> , 1967) |
| Pit 7 Afterbay | (Shackelford <i>et al.</i> , 1970) |
| Bridle Drift | (Pells, 1978; Shand and Pells, 1970) |
| Cethana | (Fitzpatrick, 1977) |
| Lesapi | (Pells, 1978) |
| Paloona | (Fitzpatrick, 1977) |
| Moochalabra | (Wark, 1982) |
| Ord River | (Webster, 1973) |
| Xonxa | (Mackellar <i>et al.</i> , 1979; Pells, 1978) |
| Googong | (Fitzgerald, 1977; Fokkema <i>et al.</i> , 1977) |
| Mackintosh | (Kinstler, 1983) |
| Murchison | (Kinstler, 1983) |

2.7. REFERENCES

- ANCOLD, *Report on Mesh Protection of Rockfill Dams and Cofferdams*. Report by the Australian National Committee on Large Dams to ICOLD for Cofferdam Section of Technology of Dam Construction Report, March 1982.
- CANTWELL B. L., *Face Protection of Rockfill Dams: When to use It*. ANCOLD Bulletin No. 50, pp. 25-29, April 1978.
- FITZGERALD B. J., *Flood Forecasting During Construction of the Googong Dam*. ANCOLD Bulletin No. 47, pp. 13-15, April 1977.
- FITZPATRICK M. D., *Reinforced Rockfill in Hydro Electric Commission Dams*. ANCOLD Bulletin No. 49, pp. 20-26, October 1977.
- FOKKEMA A. et al., *Googong Dam Flood Diversion and Embankment Protection During Construction*. ANCOLD Bulletin No. 49, pp. 27-40, October 1977.
- GERODETTI M., *Model Studies of an Overtopped Rockfill Dam*. International Water Power and Dam Construction, Vol. 33, No. 9, pp. 25-31, September 1981.
- KINSTLER F., *Mackintosh and Murchison Dams - River Diversions*. Australian Civil Engineering Transactions, Vol. CE 25, No. 1, pp. 51-56, February 1983.
- LEARMONTH F. M. et al., *Surface Diversion of Stream Flows During Construction of Dams in Queensland*. Transactions 9th ICOLD Congress, Vol. II, pp. 853-876, Istanbul, Turkey, 1967.
- MACKELLAR D. et al., *Failure of a Reinforced Rockfill Dam During Construction*. Transactions 13th ICOLD Congress, Vol. II, pp. 157-175, New Delhi, India, 1979.
- MARTINS DOS SANTOS L. M., *Scale Model Test of Overtopping of the Cabora-Bassa Cofferdams*. Proceedings Tecnica, Vol. 45, No. 399-400, pp. 475-485. Language : Portuguese, Lisbon, 1970.
- PELLS P. J. N., *Reinforced Rockfill for Construction Flood Control*. Journal of the Construction Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 104, No. C 01, pp. 85-95, March 1978.
- PRAJAPATI A., *Model Studies on Throughflow Rockfill Structures*. Proceedings 19th Congress, International Association for Hydraulic Research, Vol. 5, Subject D, Hydraulic Research and Modelling Techniques, pp. 267-281, New Delhi, India, 1981.
- SHACKELFORD B. W. et al., *The Design, Construction and Performance of Pit 7 Afterbay Dam*. Transactions 10th ICOLD Congress, Vol. I, pp. 389-403, Montreal, Canada, 1970.
- SHAND N. et al., *Experience in the Design and Construction of Reinforced Rockfill Dams*. Transactions 10th ICOLD Congress, Vol. I, pp. 291-319, Montreal, Canada, 1970.

- SPEEDIE M. G. *et al.*, *The Use of Hydraulic Models in Planning Flood Diversion Through Rockfill*. Transactions 9th ICOLD Congress, Vol. IV, pp. 471-484, Istanbul, Turkey, 1967.
- VESK M., *Rockfill Properties and Behaviour of Concrete Faced Dams of the Water Resources Commission of NSW*. ANCOLD Bulletin No. 59, pp. 36-44, May 1981.
- WARK R. J. *et al.*, *Moochalabra Dam - 10 Years' Experience with an Overtopped Rockfill*. ANCOLD Bulletin No. 63, pp. 40-43, December 1982.
- WEBSTER K. C., *Spillway Design and River Diversion for the Ord River Dam*. Transactions 11th ICOLD Congress, Vol. II, pp. 553-564, Madrid, Spain, 1973.
- WEISS A., *Construction Technique of Passing Floods over Earth Dams*. Proceedings ASCE, Vol. 76, Separate No. 40, October 1950.

3. REMBLAI ARMÉ

On rappellera tout d'abord que l'utilisation de remblai armé du côté aval d'un barrage en remblai a pour objectif le plus fréquent d'obtenir un ouvrage capable de supporter un déversoir (non vanné), à la place d'un déversoir latéral ou séparé.

3.1. DÉFINITION ET PROPRIÉTÉS DU MATÉRIAU

3.1.1. Définitions générales

Le remblai armé est un matériau spécifique, né de l'association de matériaux granulaires ou pulvérulents et d'armatures.

Le remblai peut être fait de toutes les sortes de terrains naturels ou même artificiels (terre naturelle, sables, graviers, déblais rocheux, béton concassé, cendres, etc.).

Le mot « armature » englobe tous les corps susceptibles de résister à des tractions importantes, qu'ils soient constitués de fils, de bandes, de grillages, de toiles, de feutres, qu'ils soient en acier, en verre, en matière plastique ou en tout autre matériau.

L'association de ces deux éléments constitue un matériau spécifique permettant la réalisation facile et rapide d'ouvrages en terre capables de supporter des efforts de traction, en utilisant pleinement les avantages des moyens modernes de terrassement.

Outre le remblai et les armatures, le remblai armé comporte un parement parfois appelé « peau » (troisième élément), sur les surfaces verticales ou à forte pente; on y reviendra plus loin.

Un procédé, dit « La Terre Armée », largement utilisé en génie civil, a été appliqué dans plusieurs barrages. C'est un système breveté qui a été mis au point par M. Henri Vidal, ingénieur et architecte français. Il met en œuvre différents composants brevetés, ainsi que des matériaux et techniques de construction particuliers.

3.1.2. Historique

Les murs à échelle, développés par André Coyne sur la base des expériences portuaires, sont apparus dans les années 30 et ont été appliqués aux barrages dans les années 40.

Par la suite, le premier ouvrage en « Terre Armée » fut réalisé en 1964. Le procédé a connu ensuite un grand développement pour des soutènements en tous genres. Il a été utilisé pour la première fois pour construire un barrage en 1972-

3. REINFORCED FILL

It should be noted that the most frequent use of reinforced fill is to enable fill dams to have simple spillways passing over them, rather to have side or other forms of separate spillways.

3.1. DEFINITION AND PROPERTIES OF THE MATERIAL

3.1.1. General definitions

Reinforced fill is a specific material, resulting from the association of soil and reinforcement.

The fill encompasses all kinds of natural or even artificial materials (soil, sand, gravel, stone, rockfill, crushed concrete, pulverised fuel ash, etc.).

The word “reinforcement” encompasses all substances able to resist substantial tension, in the form of wires, strips, nettings, cloth, felt, etc., made of steel, glass, plastic or any other material.

The association of these two elements constitutes a specific material that makes it possible to build economical earth structures that can withstand tensile forces, without losing the advantage of construction by earthmoving equipment.

A third element, in addition to the fill and the reinforcement, is a confining facing to steep or vertical surfaces, as discussed below.

A system called “Reinforced Earth”, that has been widely used in civil engineering and in a few dams, is a proprietary system developed by Mr. Henri Vidal, a French engineer and architect. It uses proprietary components, and particular construction techniques and materials.

3.1.2. Background

In the 1930's, André Coyne built the first ladder walls, based on the harbour construction technology. This system was applied to dams in the 1940's.

Then, the first “Reinforced Earth” structure was a retaining wall built in 1964. There was a major development of this process thereafter for all types of retaining structures. It was used for the first time to construct a dam in 1972-1973: the

1973; il s'agit du barrage du Vallon des Bimes dans le sud de la France, petit ouvrage de 9 mètres de haut et 36 mètres de développement en crête. Depuis lors, une dizaine de barrages ou parties de barrages ont été construits en remblai armé.

3.1.3. Principes du mode de comportement du remblai armé

La présence d'armatures, éléments longs résistant à la traction, au sein de la masse du remblai, confère à cette dernière une grande cohésion interne. En règle générale, la transmission des efforts s'opère grâce au rôle capital joué par le frottement. Cette cohésion peut être mise à profit à condition que le remblai soit confiné, soit par les ouvrages adjacents, soit par le parement extérieur capable de retenir les éléments constitutifs de la masse de remblai.

Dans les murs à échelle, la transmission des efforts, en principe, ne se fait pas par frottement (ou très peu), mais par l'intermédiaire des ancrages des tirants. Leur mode de fonctionnement est donc très différent de ce qui est exposé ci-après.

On voit que le remblai armé est bien un matériau spécifique, aux propriétés très différentes de celles de chacun de ses constituants.

Dans la pratique, on n'a pas besoin de disposer des armatures dans toutes les directions de l'espace, car les ouvrages que nous construisons ont pour but de s'opposer à des efforts de directions bien déterminées (en général, poussée de l'eau ou gravité). Il suffira donc, comme dans le béton armé, de mettre des armatures de section convenable au bon endroit et dans la bonne direction.

Les armatures ont pour but de rendre le remblai cohérent dans des directions privilégiées, c'est-à-dire de le rendre capable de résister à des cisaillements ou à des tractions s'exerçant dans certaines directions. Pratiquement elles sont toujours disposées en lits horizontaux et, très souvent, des armatures parallèles entre elles suffisent. Les armatures remplissent leur office grâce au frottement, sans glissement notable entre remblai et armatures. On utilise, en général, des matériaux granulaires, relativement « propres », plutôt que des argiles qui peuvent soulever quelques problèmes (gonflement, fluage, faibles frottements...), lesquels sortent du sujet du présent Bulletin. Aucun des barrages évoqués ci-après n'a été construit avec des remblais argileux.

Le parement a simplement pour but d'empêcher la terre de s'ébouler entre les lits d'armatures. Il est relié aux armatures de manière à faire corps avec l'ouvrage. Un filtre granulaire ou un géotextile est parfois nécessaire pour éviter les pertes de fines par les joints entre éléments du parement. Ce dernier doit être assez souple pour s'adapter aux tassements et déformations de l'ouvrage et de ses fondations.

3.1.4. Pratique des réalisations

La plupart des réalisations ayant été faites en « Terre Armée », le présent paragraphe expose principalement, à titre d'exemple, les usages en vigueur dans l'exploitation de ce procédé. Mais quelques indications sont également données sur le procédé « Websol »[®], qui a été utilisé au barrage de Googong (voir Tableau 2 ci-après).

Le domaine privilégié d'application de « La Terre Armée » est, bien entendu, la constitution de massifs cohérents, d'où son emploi très étendu pour les soutène-

Vallon des Bimes dam in the south of France, with a height of 9 metres and a crest length of 36 metres. Since then, a dozen dams or parts of dams have been constructed utilizing reinforced fill.

3.1.3. Reinforced fill theory

The presence of reinforcements (long tension-resisting elements) provides the fill mass with a large internal coherence. As a rule, the shear-transfer between earth and reinforcements is based on the primary role of the friction. This coherence may be turned to maximum benefit by confining steep or vertical surfaces. Confinement may be provided by the adjacent structures, or by an external facing able to retain the elements of the fill mass.

In ladder walls, the stress transfer theoretically involves no or little friction; the tendon anchorages carry out this transfer. Therefore, the structural behaviour is quite different than in the case of real reinforced fill.

One can see that reinforced fill is a specific material, endowed with properties quite unlike those of its constituents.

In practice, a homogeneous reinforcement in all directions of the area does not have to be provided because the structures that we built are meant to resist forces from well-determined directions (in general, water pressure or gravity). As with reinforced concrete, the reinforcement elements simply need to be placed in the right place to lie in the right direction, and be of sufficient strength to safely carry the imposed tensile forces.

The purpose of the reinforcement elements is to make the fill coherent in specific directions, in other words to enable it to resist shearing or traction occurring in certain directions. They are usually arranged in horizontal beds and, very often, parallel reinforcing elements are sufficient. They perform their role as a result of shear-transfer between them and the fill material (without any significant sliding). Relatively clean granular earth materials are commonly used, and clays rarely. Clays present many problems (swell, creep, low internal shear-transfer factor...), which are not discussed in the present text. Clays have not been used in the dams presented below.

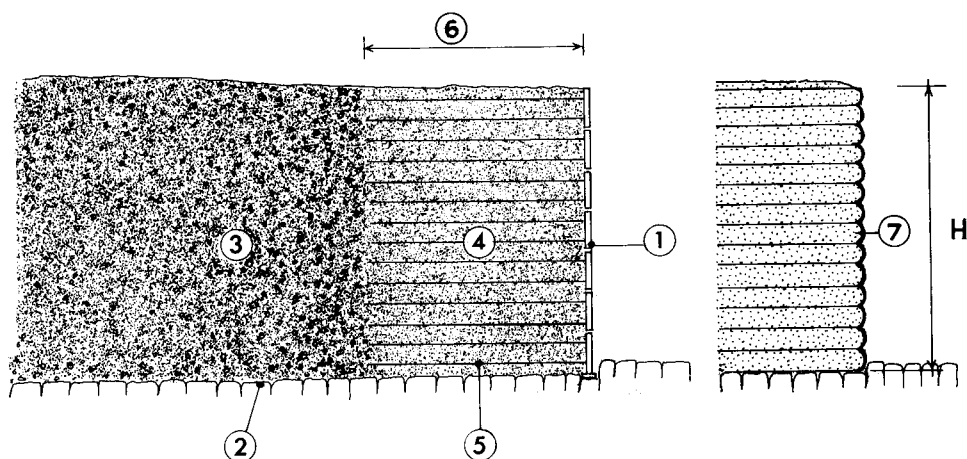
The facing is intended to prevent the earth from crumbling out between the reinforcement beds. It is connected to the reinforcement so that it becomes part of the structure. Natural materials or geotextiles are sometimes necessary to prevent loss of material through the contacts between facing elements. The facing must be flexible enough to adapt to the settlements and deformations of the structure and of its foundation.

3.1.4. Reinforced fill application

The often-used “Reinforced Earth” system has been taken as an example in the present section : its practices are presented below. However, some information is also given on the “Websol” system, which has been used at Googong Dam (see Table 2 below).

The primary application of “Reinforced Earth” is to form coherent bodies, whence its extensive use for retaining structures : in particular, many motorway

ments : de très nombreux remblais autoroutiers ont, en particulier, été construits en « Terre Armée », ainsi que des culées de ponts. Mais les propriétés de ce matériau sont également bien adaptées à la construction des barrages, même si jusqu'à présent les réalisations n'ont pas été très nombreuses.



La Fig. 14 montre le schéma de principe d'un massif de « Terre Armée ». Les dispositions et dimensions indiquées sont un exemple voisin des pratiques courantes.

L'étude d'un projet doit apporter des justifications concernant :

- la stabilité d'ensemble du massif;
- la résistance des armatures;
- l'adhérence de la terre sur les armatures (frottement sans glissement notable);
- la résistance et la stabilité du parement;
- les déformations des différentes parties de l'ouvrage;
- la pérennité de tous les matériaux.

Un massif en remblai armé présente généralement une bonne résistance en cas de séismes : l'énergie sismique peut être dissipée par le frottement mobilisé entre armatures et remblai et dans le remblai lui-même. L'ensemble constitue un ouvrage ductile dont la résistance ultime peut aller bien au-delà de celle d'ouvrages d'un autre type, même s'il est malaisé de calculer les mouvements relatifs des armatures et du remblai, du fait que le coefficient de frottement réel peut par endroits dépasser celui des hypothèses. La présence d'armatures en crête joue également un rôle favorable.

Dans le cas le plus fréquent, un massif de « Terre Armée » comporte donc un remblai dans lequel sont disposés des lits horizontaux d'armatures parallèles, espacés de quelques décimètres. Dans chaque lit, l'espacement des armatures est de

embankments have been built in “ Reinforced Earth ” as well as bridge abutments. The properties of reinforced fill are also well adapted to dam construction; some dams or parts of dams have been built with this material.

Fig. 14

Cross-section of typical example of “ Reinforced Earth ”.

Coupe transversale type d'un massif de « Terre Armée ».

- | | |
|---|---|
| (1) Facing (case of concrete panels). | (1) <i>Parement (cas d'éléments en béton).</i> |
| (2) Foundation ground. | (2) <i>Sol de fondation.</i> |
| (3) Random fill. | (3) <i>Remblai courant.</i> |
| (4) Selected “ Reinforced Earth ” backfill. | (4) <i>Remblai spécifique pour « Terre Armée ».</i> |
| (5) Reinforcement. | (5) <i>Armature.</i> |
| (6) 0.7/0.8 H. | (6) <i>0,7 à 0,8 H.</i> |
| (7) Facing (case of metal shells). | (7) <i>Parement (cas de coquilles métalliques).</i> |

Fig. 14 shows an example of a typical “ Reinforced Earth ” case. The arrangement and dimensions given are simply to provide an example of current practice in this field.

The design of a project must demonstrate adequate safety concerning :

- overall fill stability;
- reinforcement tensile resistance;
- adherence of earth to reinforcements (shear-transfer without significant sliding);
- facing resistance and stability;
- deformation of all parts of the structure;
- the durability of all materials.

Reinforced fill has a generally good resistance to seismic action : seismic energy can be dissipated through friction mobilised between reinforcement and the fill and in the fill itself. The reinforced body is a ductile structure of which the ultimate strength may be much greater than for another type of construction, even if it is difficult to calculate the slippage of reinforcements because the friction factor may somewhere exceed the assumed one. The presence of the reinforcements near the crest is also a favourable factor.

“ Reinforced Earth ” in most cases consists of a backfill in which horizontal beds of parallel reinforcing elements are placed several decimetres apart vertically. The spacing between reinforcing elements in each bed is typically about one metre.

l'ordre du mètre. Ces armatures sont fixées (généralement à l'aide de boulons) sur le parement qui constitue la paroi (verticale ou proche de la verticale) du massif. Du fait que le constituant principal est un remblai, on assiste généralement à des déformations non négligeables, durant la construction comme en service. Il faut en tenir compte dans les ouvrages voisins, qu'ils soient ou non de même nature.

A priori, les armatures peuvent être constituées de n'importe quel matériau doué d'une bonne résistance à la traction. S'agissant d'ouvrages de génie civil, la résistance à la corrosion apparaît, au départ, comme le problème essentiel et on pourrait douter de la possibilité d'utiliser de l'acier ordinaire, d'autant que le mode d'action des armatures (le frottement) requiert une surface spécifique élevée. En fait, de nombreuses études ont montré, et l'expérience générale des ouvrages en « Terre Armée » a confirmé, que l'acier galvanisé constitue, dans la généralité des cas, une solution tout à fait satisfaisante et durable. Le problème particulier de la corrosion des armatures au voisinage du parement en milieu humide a fait l'objet de nombreux essais concluants. Seuls des cas exceptionnels (ambiances acides, milieu marin, sols agressifs, présence de sulfates...) requièrent des dispositions particulières. Les applications *in situ* sur les barrages sont bien entendu plus limitées. Pour ces ouvrages, il faut vérifier l'absence de risque particulier de corrosion. Dans la pratique, les armatures sont constituées de plats d'acier galvanisé de 4 à 10 centimètres de largeur environ et quelques millimètres d'épaisseur. Lorsque de grandes longueurs sont nécessaires, les armatures peuvent, sans difficulté, être assemblées bout à bout par boulons et éclisses. En règle générale, les armatures sont munies de cannelures qui augmentent leur coefficient de frottement. Au barrage de Googong (système « Websol »), les armatures sont constituées de bandes formées de nappes de câbles en fibres « polyester » enrobées de polyéthylène; des précautions sont prises pour éviter que l'humidité ne vienne altérer les fibres, et les contraintes admissibles sont fixées en tenant compte du fluage possible.

Le parement, nécessaire comme on l'a vu pour éviter l'éboulement de la terre, est soumis à des efforts peu importants, et il s'agit d'éléments relativement légers, sauf s'il est soumis à des forces d'écoulement importantes (voir paragraphe 3.3.7 ci-après). Actuellement, le type de parement le plus répandu dans le procédé « La Terre Armée » consiste en éléments de béton, armé ou non, préfabriqués, en forme d'écailles, d'épaisseur décimétrique, chaque élément couvrant une surface d'un peu plus de 2 m². La face intérieure des écailles est munie de pièces métalliques sur lesquelles les armatures viennent se boulonner. Les contours sont façonnés de telle manière que les éléments s'emboîtent les uns dans les autres. Ces écailles permettent des effets architecturaux variés et une bonne adaptation à l'environnement. Une autre solution, parfois employée, est constituée par des coquilles métalliques cylindriques à génératrices horizontales (Fig. 14, [7]). Aucune solution n'est exclue *a priori*, mais il est indispensable que le montage soit rapide pour que la cadence de mise en place du remblai ne soit pas perturbée. Les déformations importantes, s'il s'en produit, peuvent conduire à l'ouverture de joints entre éléments de parement et à des pertes de matériaux. Si de tels mouvements sont attendus, le projet doit prévoir des dispositions propres à éviter ces pertes. Au barrage de Googong (procédé « Websol »), le parement est aussi constitué de panneaux préfabriqués en béton; ces panneaux, rectangulaires, ont une surface de l'ordre de 3 m², et sont pourvus d'attaches scellées munies de boucles extérieures, sur lesquelles viennent se fixer les armatures; ces attaches sont protégées par une couche de polychlorure de vinyle.

These elements are fixed (usually with bolts) on to the facing panels which form the face (vertical or almost vertical) of the reinforced body. The main constituent is a fill, which means that sometimes noticeable deformations are to be expected during construction and operation. Deformations must be taken into account when designing neighbouring structures, whether they be of the same type or not.

Reinforcement can normally be made of any material endowed with a good resistance to traction. As civil engineering structures are involved, resistance to corrosion would appear to be the main problem and one might question the possibility of using ordinary steel, especially as the shear-transfer requires a high specific area. Many studies have shown, and experience with the general application of "Reinforced Earth" has confirmed, that galvanized steel provides in most cases a satisfactory and lasting solution. Many tests have been made to study the particular problem of metal strip corrosion in wet or humid conditions near concrete. They were all satisfactory. Only cases involving acid and marine environments, aggressive soils, presence of sulphates, etc. require special measures. Of course the "in situ" application on dams is more limited. For these structures, one must check that all particular corrosive conditions are absent. In practice, reinforcements are made up of flat galvanized steel strips about 4 to 10 centimetres wide and several millimetres thick. When very long strips are necessary, the reinforcements can be easily assembled end to end by bolts and fishplates. Most often, reinforcement is ribbed, which increases the shear-transfer factor. At Googong Dam ("Websol" system), reinforcement consists of straps made of several polyethylene coated, polyester fibre, multicords; efforts are made to exclude moisture from polyester fibres, and large safety factors are applied on the actual rated strap load to take creep into account.

The facing which, as we mentioned, prevents the earth from crumbling out, is not subjected to much stress and consists of relatively light units, except if seepage forces may be present (see section 3.3.7). The most common type of facing in "The Reinforced Earth" system consists of precast reinforced or unreinforced concrete panels typically 0.1 to 0.2 m thick, each panel slightly over 2 m². The reinforcement is bolted on to metal parts protruding from the inner face of the panels. The edges are shaped so that the panels are properly secured to one another. These panels make various architectural effects possible and help to fit the dam into the environment. Another facing sometimes chosen consists of semi-cylindrical metal shells laid horizontally, as indicated by Fig. 14 (7). No solution is excluded, but it is essential that the assembly be rapid so that fill placement occurs smoothly. Large deformations, if they occur, may lead to opening of the contacts between facing elements, resulting in loss of backfill. When such deformations are expected, the design must provide for them without allowing loss of fill. At Googong Dam ("Websol" system), the facing also consists of precast concrete panels; these panels are rectangular, each with a surface of roughly 3 m². They comprise attachment loops with inserted toggle bars for reinforcement connection; attachment loops and toggle bars are protected by a coating of PVC.

Le remblai peut être constitué de n'importe quel matériau; mais une des propriétés les plus importantes réside dans le coefficient de frottement sur les armatures. Les matériaux très argileux sont donc moins bien adaptés que des sols graveleux, dans la mesure où, pour qu'on obtienne les mêmes performances, ils nécessiteront une quantité d'armatures bien supérieure. Dans la pratique, on cherche à utiliser des terres contenant moins de 10 % de fines (diamètre inférieur à 20 microns). Pour certains chantiers (c'est le cas des barrages), il est nécessaire de procéder à des essais et mesures préalables afin d'optimiser l'économie du projet.

La construction d'un ouvrage en « Terre Armée » est caractérisée par la rapidité d'exécution, rendue possible par l'emploi d'engins de terrassement à gros rendement. L'intérêt économique du procédé est, bien entendu, directement lié à cette rapidité. Tout le reste du chantier doit donc être organisé pour que la mise en place du remblai ne soit pas contrariée. D'où la nécessité d'une bonne préparation préalable, et l'usage très généralisé de la préfabrication en ce qui concerne tant les armatures que le parement. La préfabrication des armatures a, en outre, l'avantage d'éviter complètement la présence de surfaces non galvanisées. Quant au parement, le procédé à base d'écailles en béton évoqué ci-dessus a été étudié avec le souci principal des possibilités de préfabrication et de mise en place rapide. Les mêmes principes de rapidité d'exécution sont bien entendu suivis dans les autres procédés, tels que le système « Websol ».

3.2. APPLICATION DU REMBLAI ARMÉ AUX BARRAGES – PROBLÈMES ET SOLUTIONS

On exclura du présent Bulletin les ouvrages secondaires tels que soutènements d'accès ou murs de quai, qui ne présentent aucun caractère spécifique, et il ne sera question que de l'utilisation du remblai armé comme constituant du barrage lui-même.

Le point capital est celui de la conservation des armatures. Il est spécialement évoqué aux paragraphes 3.2.8 et 3.3.2 ci-après.

3.2.1. Historique

C'est en 1973 que fut construit le premier barrage en remblai armé véritable, avec le procédé « La Terre Armée » : il s'agit du barrage du Vallon des Bimes, dans le sud de la France. Le Tableau 2, page suivante, présente une dizaine de barrages construits depuis lors, ainsi que trois ouvrages utilisant la technique des murs à échelle, apparentée à celle du remblai armé proprement dit.

D'une façon générale, les techniques de remblai armé n'ont été jusqu'à présent appliquées qu'à de petits barrages, mais avec les exemples de Conqueyrac et de Taylor Draw, au moins deux projeteurs les ont utilisées pour des barrages dépassant 20 mètres.

3.2.2. Remblai armé et fonctionnement des barrages

En premier lieu, un barrage doit assurer une fonction de résistance mécanique vis-à-vis des sollicitations hydrostatiques, gravitaires, thermiques, sismiques et

The fill can consist of any material, but one of the most important properties is the shear-transfer coefficient on the reinforcement. Very clayey materials are therefore less well adapted than gravelly soils, because in order to obtain the same performance they would require a much greater amount of reinforcements. In practice, earth containing more than 10 % passing at 20 microns is unsuitable. For certain sites (and this is the case for dams), prior tests and measurements have to be performed so as to optimize the economic aspect of the project.

The construction of a “ Reinforced Earth ” dam can be carried out fairly quickly by means of large earthmovers. This rapidity, of course, has a direct effect on the economic suitability of the process. The rest of the worksite must therefore be organized so that fill placement is not hampered. This is why adequate preparation is required, as well as the use of precast reinforcement and facings. The prefabrication of reinforcements has the added advantage of avoiding cut surfaces that remove galvanizing and expose the steel. As for the facing, the concrete panel process mentioned above was studied with emphasis placed on precasting and rapid placement. Of course these principles for a quick construction are followed in other systems, such as “ Websol ” system.

3.2. USE OF REINFORCED FILL IN DAM CONSTRUCTION – PROBLEMS AND SOLUTIONS

The present Bulletin will not go into secondary works such as access supports or quay walls which have no specific features, but rather will deal with the use of reinforced fill as a constituent of the dam proper.

The main concern is reinforcement conservation. This problem is specially treated in sections 3.2.8. and 3.3.2. below.

3.2.1. Background

The first real reinforced fill dam, using the “ Reinforced Earth ” system, was Vallon des Bimes, in the south of France, built in 1973. The Table 2 below presents a dozen of other reinforced fill dams constructed since then, and also three dams using the “ ladder wall ” technology, which is somewhat a particular case of “ reinforced fill ”.

Generally speaking, the reinforced fill technique has up to now only been used for small dams, but with the examples of Conqueyrac and Taylor Draw dams, at least two designers now have applied it to moderate-sized dams.

3.2.2. Reinforced fill and dam functions

First, a dam has to support hydrostatic, gravity, thermal, seismic and other forces. A reinforced fill dam resists these forces under conditions somewhere

TABLEAU 2
Liste de barrages en remblai armé

| Nom du barrage | Pays | Hauteur sur fondation (m) | Volume de la partie en remblai armé (10 ³ m ³) | Année d'achèvement | Observations |
|------------------|------------------|---------------------------|---|--------------------|--|
| LAURENTI | France | 14 | 2,5 | 1940 | Mur à échelle |
| SAINT-CASSIEN | France | 12 | 10 | 1963 | Digue de col, mur à échelle |
| VALLON DES BIMES | France | 9 | 2,5 | 1973 | Tout en « Terre Armée » |
| ANCE DU NORD | France | 4,5 | 0,6 | 1974 | Tout en « TA » |
| MARAVAL | France | 7 | 2 | 1976 | Remblai et géo-textile |
| JAMESVILLE | États-Unis | 14,6 | 28 | 1979 | Renforcement en « TA » |
| WOODHOLLOW DRIVE | États-Unis | 10 | 4,8 | 1979 | Tout en « TA » |
| PUEBLO VIEJO | Rép. Dominicaine | 10 | 4,9 | 1980 | Tout en « TA » |
| TREPANIER | Canada | 4,3 | 2 | 1980 | Tout en « TA » |
| CONQUEYRAC | France | 21 | 39 | 1982 | Double mur à échelle |
| LAC SHERBURNE | États-Unis | 32 + 6,1 | 22 | 1983 | Surélévation en « TA » (6,1 m) |
| TAYLOR DRAW | États-Unis | 22,5 | 50,5 | 1984 | Déversoir en « TA » |
| RIETVLEI | Afrique du Sud | 26 + 3 | 16 | 1989 | Surélévation (3 m) en « TA » |
| GOOGONG | Australie | 62 + 4,5 | 14,5 | 1991 | Surélévation (4,5 m) procédé « Websol » [®] |

autres. Cette fonction, dans un barrage en remblai armé, est assurée par le jeu de la gravité, dans des conditions intermédiaires entre celles d'un barrage en remblai et celles d'un barrage-poids en béton ou maçonnerie. On trouvera plus loin quelques détails supplémentaires à ce sujet (chapitre 3.3).

Généralement, un barrage a aussi à remplir une fonction d'étanchéité. Dans un barrage en remblai armé, elle est la plupart du temps remplie moyennant l'utilisation de techniques traditionnelles des barrages en remblai, et le plus souvent, l'organe d'étanchéité est séparé du massif de remblai armé proprement dit. Les deux types d'étanchéité habituels peuvent être utilisés : soit une étanchéité « en masse », constituant un noyau ou son équivalent, soit une étanchéité « mince » appliquée en principe sur le parement amont. La technique du remblai armé de-

TABLE 2
List of reinforced fill dams

| Dam | Country | Height above foundation (m) | Volume of part using reinforced fill (10 ³ m ³) | Year of completion | Observations |
|------------------|--------------------|-----------------------------|--|--------------------|---------------------------------------|
| LAURENTI | France | 14 | 2.5 | 1940 | Ladder wall |
| SAINT-CASSIEN | France | 12 | 10 | 1963 | Saddle dyke with ladder wall |
| VALLON DES BIMES | France | 9 | 2.5 | 1973 | Whole dam made of "Reinforced Earth" |
| ANCE DU NORD | France | 4.5 | 0.6 | 1974 | Whole dam made of "RE" |
| MARAVAL | France | 7 | 2 | 1976 | Fill and geotextile |
| JAMESVILLE | United States | 14.6 | 28 | 1979 | Buttressing with "RE" |
| WOODHOLLOW DRIVE | United States | 10 | 4.8 | 1979 | Whole dam made of "RE" |
| PUEBLO VIEJO | Dominican Republic | 10 | 4.9 | 1980 | Whole dam made of "RE" |
| TREPANIER | Canada | 4.3 | 2 | 1980 | Whole dam made of "RE" |
| CONQUEYRAC | France | 21 | 39 | 1982 | Double ladder wall |
| LAKE SHERBURNE | United States | 32 + 6.1 | 22 | 1983 | Raising (6.1 m) with "RE" |
| TAYLOR DRAW | United States | 22.5 | 50.5 | 1984 | Spillway made up of "RE" |
| RIETVLEI | South-Africa | 26 + 3 | 16 | 1989 | Raising (3 m) with "RE" |
| GOOGONG | Australia | 62 + 4.5 | 14.5 | 1991 | Raising (4.5 m) with "Websol"® system |

between those of an embankment dam and those of a concrete or masonry gravity dam. Additional details about this subject will be given further on (section 3.3).

In general, a fill dam contains a watertight element supported by shoulders (clay core, facing, or even impervious shell mass). In a reinforced fill dam, only shoulders, or part of the shoulders, are reinforced. The two usual types of impervious systems are either a thick impervious mass that may be the upstream shoulder or a form of core, or a thin impervious layer usually placed on the upstream slope. It may be thought that the reinforced fill technology would be adequate in the case of a reinforced fill dam that would not be required to be

vrait assez bien s'adapter au cas où on ne demanderait pas au barrage de fonction d'étanchéité. Dans le cas des murs à échelle, le mur lui-même assure la fonction d'étanchéité.

Le remblai armé permet de rendre un barrage déversant, et présente de ce fait un intérêt particulier, car on réalise ainsi d'importantes économies par rapport au prix d'un barrage en remblai avec évacuateur de crue séparé. La hauteur de lame déversante au-dessus d'un massif de remblai armé ne dépasse guère 1 à 2 mètres, et de tels déversoirs comportent toujours des dispositions particulières pour la dissipation de l'énergie, dans le but de protéger les fondations du barrage et les berges du chenal d'évacuation. Il s'ensuit que, si le barrage en remblai armé est déversant, il est en principe nécessaire qu'il ait une fondation rocheuse.

3.2.3. Constitution du corps d'un barrage en remblai armé

On observera, tout d'abord, qu'un barrage peut être de conception mixte, une partie seulement étant construite en remblai armé (par exemple la partie déversante). Dans ce qui suit, on s'intéresse uniquement à ces parties en remblai armé.

En principe, l'ensemble du profil en travers est organisé autour d'un massif en remblai armé qui assure la résistance mécanique du barrage. La peau de ce massif constitue le parement aval (en principe vertical) du barrage.

Le massif peut ne pas être fondé sur le rocher, puisqu'il peut parfaitement supporter certaines déformations du substratum. Lorsqu'il est construit sur fondation meuble, le parement est construit au-dessus d'un parafouille en béton coulé en place. En cas de fondation rocheuse, une longrine en béton est, de même, aménagée sous la peau afin d'assurer une géométrie régulière au contour inférieur de cette dernière. On notera qu'il n'y a pas de liaison structurale entre la peau et la longrine ou le parafouille de pied.

Comme l'utilisation de matériaux riches en fines pour le massif armé n'est pas recommandée, et comme d'autre part les armatures constituent des « invitations » à des circulations d'eau de l'amont vers l'aval, un principe général est de ne pas se servir du massif de remblai armé comme étanchéité du barrage : les fonctions « résistance » et « étanchéité » sont donc, normalement, nettement séparées : le dispositif d'étanchéité est situé à l'amont du massif résistant en remblai armé, et un drainage est aménagé entre l'étanchéité et le massif en remblai armé (voir Annexes 2 et 3). Lorsque les matériaux constitutifs du massif sont suffisamment perméables et auto-filtrants, ils peuvent servir eux-mêmes de drains.

L'ensemble de l'étanchéité et de son support forment donc une recharge située à l'amont du massif résistant, avec les apparences et les caractéristiques habituelles d'une recharge amont de barrage en remblai. On a toutefois utilisé des massifs armés à parement amont vertical pour surélever des barrages à noyau. Dans ce qui suit, on considérera seulement le cas où la partie amont du corps du barrage est traitée comme celle d'un barrage classique.

Lorsque le massif en remblai armé sert de déversoir, sa face supérieure doit être protégée contre l'action de l'écoulement et la pénétration de l'eau. Cette protection est constituée par une dalle en béton à laquelle on fait jouer un certain rôle hydraulique (voir ci-après paragraphe 3.2.5). Le fait d'utiliser le remblai armé

impervious. In the case of ladder walls, the wall itself performs the water barrier function.

Reinforced fill becomes particularly attractive for use in the construction of a spillway section of a dam. This results in savings when compared with conventional fill dams with separate spillways. However, the depth of the spilling nappe is limited to 1 m or 2 m, and the need for energy dissipation and protection against scouring and downstream channel degradation requires special protective measures. Therefore, if the reinforced fill dam is used as a spillway, as a rule a rock foundation is required.

3.2.3. Composition of a reinforced fill dam

It should be noted first of all that a dam can have a combined design, with only one part built in reinforced fill (the spill part, for instance). Only these reinforced fill parts will be dealt with here.

As a rule, the full cross-section is organized around a reinforced fill body which ensures the mechanical resistance of the dam. The facing of this body constitutes the downstream facing (usually vertical) of the dam.

The fill does not have to be built on a rock foundation since it can accept some differential settlement. When constructed on soil, the facing is founded on a cast-in-place concrete wall. In the event of a rock foundation, a concrete pad is placed under the facing to provide a regular geometry to the lower contour of the facing. There is no structural link between the facing and the concrete pad or wall.

Since using materials rich in fines is not recommended in a reinforced fill body, and since the reinforcements are virtual "invitations" to upstream-downstream water seepage, a general rule is not to use the reinforced fill body for dam imperviousness: the "stability" and "imperviousness" functions are therefore, as a rule, separated: the waterproofing system is located upstream of the reinforced fill body, and the drainage is provided between the impervious layer and the reinforced fill body (see Appendices 2 and 3). When the reinforced fill body materials are sufficiently permeable and self-filtering, they can serve as drains.

Thus the reinforced fill may replace the downstream shoulder of the dam. Usually, the upstream shoulder (and core if used) are as in a conventional embankment dam, but reinforced fill bodies having a vertical upstream facing have been used to raise fill dams. In the following paragraphs, the upstream part of the dam is assumed to be conventional.

When the reinforced fill structure serves as a spillway, its upper face must be protected against flow action and the free ingress of water. This protection is provided by a concrete slab which also has a hydraulic role to play as will be seen later on (section 3.2.5). A requirement of using reinforced fill as a spillway is to

comme déversoir nécessite de créer une nappe déversante libre. On aura donc à résoudre les problèmes d'affouillements classiques liés à ce type de déversoir.

Dans certains cas particuliers, on peut être amené, en raison de circonstances spécifiques, à déroger aux principes énoncés ci-dessus. Par exemple, le corps du barrage peut être uniquement constitué par un massif en remblai armé, pourvu de deux peaux verticales, l'une à l'amont, l'autre à l'aval. Cette solution est une élégante manière de surélever un barrage à noyau interne, car l'emprise de la surélévation est compatible avec l'épaisseur du noyau (dans certaines limites). Dans un tel cas, il faut évidemment avoir recours à certains artifices pour constituer l'étanchéité.

Un autre cas particulier est celui du barrage de Jamesville (États-Unis) : cet ancien barrage en maçonnerie a été renforcé par construction, à l'aval, d'un massif en « Terre Armée » à parement spécial incliné à 1 V/1,25 H servant de coursier au déversoir, le remblai étant drainant par lui-même.

Les Annexes 2, 3, 4 et 5 montrent des exemples de réalisations : les Annexes 2 et 3 concernent des ouvrages en « Terre Armée », l'Annexe 4 présente la surélévation du barrage de Googong (Australie) avec le procédé « Websol », et l'Annexe 5 le barrage à murs à échelle de Conqueyrac.

3.2.4. Étanchéité – Drainage

Les solutions adoptées pour assurer l'étanchéité du barrage de façon satisfaisante se rapprochent de celles adoptées dans les barrages en remblai.

En ce qui concerne l'étanchéité du barrage proprement dit, on retrouve les deux types de solutions classiques : l'étanchéité interne « de masse » et l'étanchéité « mince » en parement amont (mais rien, en principe, ne s'opposerait à l'utilisation d'une étanchéité mince interne).

A) Étanchéité « de masse »

Dans les barrages réalisés jusqu'à présent, les étanchéités « de masse » ont consisté en une recharge amont en matériau imperméable constituant la quasi totalité du remblai en amont du massif armé. Une telle disposition est liée au fait qu'il s'agit d'ouvrages modestes où un zonage plus complexe ne se justifiait pas. Cette recharge amont s'apparente donc étroitement à une moitié « amont » de barrage en terre homogène à drain cheminée.

Elle comprend, d'amont en aval, un riprap, le corps principal de la recharge imperméable, et un drain vertical ou quasi vertical entre cette recharge imperméable et le massif armé (Annexe 3 ci-après). Des dispositifs filtrants doivent, bien entendu, être prévus. Pour que le matériau imperméable soit stable, on est conduit, dans une telle solution, à donner au parement amont une pente modérée (3 H/1 V dans le cas de l'Annexe 3). Le détail des dispositions constructives s'apparente à celles retenues pour les barrages en terre homogène à drain cheminée. Dans les ouvrages réalisés jusqu'à présent, d'échelle modeste, le drain cheminée est souvent protégé par un filtre en géotextile. Il est important d'assurer au drain cheminée un exutoire confortable vers l'aval pour éviter sa saturation et l'introduction d'eau sous pression dans le massif résistant en remblai armé. Une telle introduction risquerait,

create a free spillway nappe. It will therefore be necessary to solve the usual scouring problems connected with this type of spillway.

In some particular cases, circumstances may make it necessary to depart from the above-stated principles. As an example, the dam cross-section may only consist of a reinforced fill body with two vertical facings, one upstream and the other downstream. This solution is an elegant way of raising a core-type dam, because the heightening area is compatible with the core thickness (within certain limits). In this case, to obtain imperviousness, one will have to resort to special solutions.

Another particular case is the Jamesville Dam (United States): this old stone masonry dam was strengthened by building a "Reinforced Earth" structure downstream with a special sloping face at $1\text{ V}/1.25\text{ H}$ serving as a spillway chute, with a free draining backfill.

The Appendices 2, 3, 4 and 5 show some examples of reinforced fill in dams: the Appendices 2 and 3 concern "Reinforced Earth" dams, the Appendix 4 presents the raising of Googong Dam (Australia) using the "Websol" system, and the Appendix 5 describes Conqueyrac Dam, made up of ladder walls.

3.2.4. Watertightness and drainage system

The solutions chosen to ensure satisfactory dam imperviousness are similar to those adopted for embankment dams.

Regarding the imperviousness of the dam proper, two types of conventional solutions are found: "thick" internal impervious mass and "thin" impervious upstream facing (however, the use of an internal thin waterproofing system would also be possible).

A) "Thick" impervious systems

In dams built to date, "thick" impervious systems have consisted of an upstream shell of impermeable material making up most of the backfill upstream of the reinforced body. This type of waterproofing system is used for small dams not requiring more complex zoning. This upstream shell is thus very similar to the "upstream" half of a homogeneous earth dam with a vertical drain.

Considering a section from upstream to downstream, it consists of a riprap, the main part of the impervious fill, and a vertical or practically vertical drain between the impervious fill and the reinforced zone (see Appendix 3). Filtering systems must, of course, be provided. A solution of this kind calls for a moderate slope in the upstream facing ($3\text{ H}/1\text{ V}$ in the case of App. 3) so that the impervious material is stable. The construction arrangements are similar to those required for homogeneous earth dams with vertical drains. Considering the small-scale structures built so far, the vertical drain is often protected by a filter fabric. It is important to provide the vertical drain with a suitable outlet downstream in order to avoid its saturation and pressure build up into the reinforced fill body. Flow through the reinforced zone might lead in particular to the washing away of fines, which would

en particulier, de conduire à des entraînements de fines, qui seraient préjudiciables à l'intégrité du massif résistant, et de soumettre la peau et le remblai à des pressions hydrostatiques excessives.

B) Étanchéité amont « mince »

Le problème à résoudre est identique à celui qui se présente pour un barrage en remblai classique. On peut donc adopter n'importe laquelle des solutions habituellement rencontrées. Dans la pratique des ouvrages réalisés jusqu'à présent, dont les dimensions sont modestes, les circonstances ont été favorables à l'emploi de membranes synthétiques souples. En ce qui concerne le drainage, là aussi on peut adopter les solutions classiques éprouvées dans les barrages en remblai, mais il convient, comme dans le cas des étanchéités de masse, de garantir confortablement l'évacuation des eaux drainées à travers la base du massif en remblai armé.

C) Étanchéité des fondations

Les problèmes à résoudre (et leurs solutions) sont les mêmes que ceux qui se posent pour les barrages en remblai classiques, sous réserve de la présence du massif de remblai armé dans la partie aval du barrage. Il convient donc d'assurer le drainage de la fondation de manière à éviter l'introduction de pression d'eau dans le massif armé. Ce drainage peut être combiné avec celui du corps du barrage.

Les barrages en remblai armé peuvent être facilement adaptés à la construction sur fondation meuble. Là encore, les solutions classiques pour l'étanchéité et le drainage sont applicables (avec la réserve ci-dessus). En particulier, pour des barrages de hauteur modérée (ce qui est jusqu'à présent toujours le cas) fondés sur une couche d'alluvions épaisse, la solution économique pourra être un tapis étanche prolongé vers l'amont allongeant la ligne de fuite, sans coupure étanche verticale complète. Bien entendu, dans ce cas, le barrage doit être protégé contre les affouillements par un dispositif approprié.

3.2.5. Déversoir

L'aptitude du massif de remblai armé à constituer un déversoir à nappe libre est un des principaux atouts de son utilisation pour la construction de barrages.

On a vu au paragraphe 3.2.3 qu'un tel déversoir en remblai armé était principalement constitué :

- d'une dalle de béton qui coiffe le massif en remblai armé;
- de la peau constituant le parement aval du barrage;
- d'un ouvrage aval de réception de la nappe, de dissipation d'énergie et de protection contre les affouillements.

Il convient, en premier lieu, d'assurer une compatibilité entre les mouvements résiduels de la dalle de couverture et de la peau du massif. Cette compatibilité est assurée en utilisant les mêmes méthodes que celles employées pour les masques amont en béton des barrages en remblai. Un problème particulier se pose au raccordement entre la dalle déversante et le couronnement du parement aval. Il est résolu en aménageant un joint autorisant un mouvement relatif compatible avec les tassements ultérieurs. Le jeu nécessaire n'est pas considérable car le parement aval doit être conçu pour « suivre » les tassements du remblai sans que les éléments de

be detrimental to the integrity of the resistant zone, and to applying large pressures in the fill and downstream facing.

B) *“Thin” upstream impervious systems*

The problem to be solved is the same as the one for a conventional embankment dam. Any one of the usual solutions that best suits the project can therefore be adopted. Thus far, the circumstances for the construction of small-scale dams have been favourable for the use of membranes made up of synthetic material. As regards drainage, here again proven conventional solutions for embankment dams can be adopted, but as in the case of a thick impervious system, it is necessary to ensure a suitable outlet for drained water through the reinforced fill body foundation.

C) *Foundation imperviousness*

The problems to be solved (and their solutions) are the same as those for conventional embankment dams, providing the reinforced fill structure is in the downstream part of the dam. Drainage of the foundation must therefore be assured so as to avoid water pressure from the foundation being introduced into the reinforced fill structure. Foundation drainage must be coordinated with the drainage system of the body of the dam.

Reinforced fill dams can be easily adapted to foundations on erodible soils. Here again, conventional waterproofing and drainage solutions are applicable (with the above reservation). In particular, for dams with moderate heads (which has always been the case up to now) built on a thick alluvial soil layer, the economical solution may be an impervious blanket extended upstream lengthening the seepage path, without any effective vertical cut-off. In such a case, of course, the dam has to be carefully protected to prevent scouring.

3.2.5. Spillway

The possibility of using the reinforced fill structure as an overfall spillway is one of the main advantages of its utilization for dam construction.

It was mentioned earlier (section 3.2.3) that a reinforced fill spillway consists mainly of :

- a concrete spillway slab above the reinforced fill body;
- the downstream facing of the dam;
- downstream works to accommodate the nappe for energy dissipation and protection against scouring.

It is first of all necessary to assure compatibility between the subsequent movements of the spillway slab and the reinforced fill facing. This compatibility is provided by the means used to ensure the integrity of the upstream concrete facings in embankment dams. A particular problem arises to link the spillway slab to the top of the downstream facing. It is solved by a joint allowing a relative movement compatible with the subsequent settlements. This movement is not very large, because the downstream facing must be built in such a way that the facing elements can “follow” the fill settlements without bearing on each other. (This result is

parement appuient les uns sur les autres. (Ce résultat est obtenu par la mise en place d'un calage d'écartement provisoire dans le procédé « La Terre Armée ».) On doit, bien entendu, procéder à un calcul préalable des tassements en fonction des caractéristiques des matériaux, du mode de mise en place, et du planning de réalisation. Ce calcul est utilisé à la fois pour déterminer le mouvement prévisible du joint entre dalle et parement aval, et pour fixer le calibre de chaque jeu du parement. Ces deux dimensions sont du même ordre de grandeur. Il faut aussi protéger le massif armé contre les infiltrations d'eau qui pourraient venir à travers la dalle. Si on souhaite une garantie particulière, on peut utiliser divers systèmes de joints et de collecte de fuites éventuelles. Ces systèmes sont ceux utilisés pour les barrages en remblai à masque amont en béton lorsqu'on recherche une telle garantie d'étanchéité (par exemple : double étanchéité avec drainage intermédiaire; ou joints équipés de deux bandes « waterstop »...).

Il peut arriver que la partie déversante, construite en remblai armé, soit encadrée par deux digues en remblai classiques. Il est facile d'assurer la continuité du parement amont, mais le problème est plus ardu à l'aval de la crête déversante. Une bonne solution consiste à terminer les deux digues, de chaque côté du déversoir, par un mur en remblai armé disposé dans un plan vertical de direction amont-aval. Un tel mur, soumis à des sollicitations hydrodynamiques sévères, doit être étudié en conséquence. Un moyen de réduire ces sollicitations est d'évaser légèrement l'implantation de ces murs.

D'une façon générale, on profile la dalle déversante de façon à assurer une bonne mise en vitesse de l'eau. On peut même faire en sorte de donner à la nappe une vitesse initiale qui l'écarte du corps du massif (exemple de l'Annexe 3). C'est un bon moyen de lutte contre les affouillements à l'aval.

Cette lutte contre les affouillements est un problème parfois difficile, qui doit néanmoins recevoir une solution sûre, car une érosion importante proche du pied du barrage menacerait gravement la sécurité de l'ouvrage. Les solutions adoptées doivent être bien adaptées à l'énergie spécifique du déversement (énergie à dissiper par mètre de longueur de crête). Cette question est importante et une trop forte énergie spécifique peut conduire à renoncer à l'emploi de ce type de déversoir. Jusqu'à présent la plus grande puissance spécifique déversée a été de l'ordre de 1 000 kW par mètre de déversoir.

La solution pour dissiper l'énergie sera souvent la construction d'un bassin de tranquillisation. Dans de tels bassins, on assiste à d'importantes fluctuations de vitesses et de pressions. Il faut veiller à protéger les massifs armés contre l'action de ces turbulences (agencement spécial des joints avec géotextile, revêtements renforcés, attaches d'armatures surdimensionnées, etc.).

Lorsque les extrémités de la nappe ne sont pas dégagées latéralement, ou lorsque la crête déversante dépasse une certaine longueur, il devient nécessaire, comme dans les barrages en béton à crête déversante et nappe libre, d'aérer le dessous de la nappe. La solution classique des becs de fractionnement peut convenir; on peut aussi disposer un tuyau d'aération de dimension adéquate au voisinage du bec aval de la dalle de couverture, avec des débouchés convenablement disposés.

Si un déversement est susceptible de se produire en hiver par des températures durablement inférieures à 0 °C, il convient de prendre des dispositions pour éviter

obtained by means of a temporary spacing wedging in the “ Reinforced Earth ” process.) A preliminary calculation of the settlements must be made, according to the material characteristics, to the placement techniques, and to the building schedule. This calculation provides a prediction of the movement of the joint between spillway slab and downstream facing, and allows to determine each facing element clearance. These two dimensions are in the same range of magnitude. The reinforced body must also be protected against any seepage through the slab. If a particular guarantee is wished, various systems of joints and drains may be used. These devices are those used in embankment dams with upstream concrete facing when such a special effectiveness is required (for example: double watertight system with intermediate draining layer, or joint with two waterstop strips...).

Sometimes the spillway part constructed in reinforced fill is placed between two conventional fill dykes. Securing the continuity of the upstream facing is no problem, but continuity is more difficult downstream of the spillway crest. A good solution is to terminate the two dykes, on either side of the spillway, with reinforced fill wing-walls whose facing is arranged in an upstream-downstream vertical plane. These walls may be subject to severe hydrodynamic attacks and should be designed accordingly. Designing the walls lightly divergent is a means to reduce these attacks.

Generally speaking, the spillway slab is profiled so that a good water velocity is obtained. Another way is to give the nappe an initial velocity which will keep it from the body of the structure (example of Appendix 3). This is an efficient means of reducing scouring downstream.

The struggle against scouring is a difficult problem and requires an effective solution, because substantial erosion at the toe of the dam might endanger the structure. The solutions adopted must be well adapted to the specific spillway energy (energy to be dissipated per metre of crest length). This question is important and an overly high specific energy may make it necessary to forego the use of this type of spillway. Until now, the maximum level of dissipated energy has been about 1 000 kW per metre of crest length.

A stilling basin is often built for energy dissipation. There are sizable velocity and pressure variations in these pools, so care must be taken to protect the reinforced bodies against these turbulences (careful detailing of the joints with geotextile, strengthened facing and attachment, etc.).

When the ends of the nappe are not cleared laterally, or when the spillway crest exceeds a certain length, it becomes necessary to aerate beneath the nappe as in concrete dams with a spillway crest and free nappe. The conventional solution of splitters may be suitable; an adequately sized aerating pipe may also be placed in the vicinity of the downstream end of the spillway slab, with outlets at appropriate points.

If overflow is expected during winter period, with temperatures continuously below 0 °C, ice formation should be prevented, or the structure should be designed

la formation de glace, ou de projeter l'ouvrage pour supporter la glace qui accompagne nécessairement un tel déversement. En règle générale, le matériau de remblai utilisé est peu sensible à la formation de glace derrière la peau, mais ce point doit être examiné si le barrage est destiné à être exposé à des gels sévères.

3.2.6. Ouvrages de vidange de fond

Les problèmes posés par les ouvrages de vidange de fond sont les mêmes que dans tous les barrages en remblai. Il est en particulier peu recommandé de les disposer à travers le corps du barrage : dans un tel cas, la traversée du massif en remblai armé comporterait même des sujétions supplémentaires par rapport à celles qu'on rencontre dans les barrages en remblai classique.

On les disposera donc avec avantage dans les rives, soit en tranchée, soit en souterrain (si la hauteur du barrage le justifie). Lorsqu'il s'agit d'un barrage de très faible hauteur, il peut être avantageux de disposer l'ouvrage de vidange dans un bloc en béton aussi haut que le barrage. Mais il faut bien prendre garde aux problèmes de raccordement entre structures voisines (paragraphe suivant).

3.2.7. Problèmes de raccordement

Lorsque le massif armé jouxte un ouvrage en béton tel qu'un bloc de vidange ou une culée, il convient de disposer les ouvrages de telle façon que leurs mouvements différentiels puissent se faire sans désordre. Il en est de même au raccordement entre deux parements de massifs de remblai armé lorsqu'ils font un angle entre eux (cas d'un mur en aile de déversoir). En ce qui concerne les dispositifs d'étanchéité, on retiendra les solutions classiques mises en œuvre dans les barrages en remblai.

Pour raccorder le parement à la fondation, la pratique courante (paragraphe 3.2.3) est de construire sur la fondation une longrine ou un véritable parafouille dont l'arasement supérieur est géométriquement conçu de façon à assurer une assise facile de la base du revêtement. Sur les versants, cette longrine ou ce parafouille est, en principe, dessiné en escaliers. Les autres éléments du barrage (remblai du massif en remblai armé, recharge amont, organes d'étanchéité et de drainage...) sont mis en place sur le terrain ou le rocher de fondation selon les pratiques en vigueur pour les barrages en remblai classique.

3.2.8. Corrosion des armatures

Cette question est très importante car il est primordial d'éviter tout risque de rupture fragile, et il est indispensable qu'elle soit prise en compte très attentivement tant par le projeteur que par l'exploitant du barrage (d'autant plus, bien entendu, quand des vies humaines peuvent dépendre de sa bonne tenue). La pérennité du barrage repose sur la conception du projet puis sur le suivi de l'ouvrage.

Pour ce qui concerne le projeteur, il est nécessaire de bien identifier les facteurs propres au site qui pourraient aggraver la corrosion ou la dégradation des armatures, quel que soit leur type. Il doit en effet être absolument certain de

for external ice load. As a rule, the backfill material used is not greatly affected by ice formation behind the panels, but this point will have to be looked into if the dam is exposed to severe frost.

3.2.6. Bottom outlet works

The problems presented by bottom outlet works are the same as for all embankment dams. Placing them across the body of the dam is strongly discouraged : in such a case, the crossing of the reinforced fill body would involve even additional drawbacks compared to those encountered in conventional embankment dams.

It is therefore preferable to place them in the abutments, either in trenches or underground (if the dam height warrants it). When the dam has a very low head, it may be advantageous to place the outlet works in a concrete block as high as the dam. However, one must beware of bonding problems between neighbouring structures, as explained in the next paragraph.

3.2.7. Interface problems

When the reinforced body is contiguous to a concrete structure such as outlet works or an abutment, it is advised to design the structures so that their differential movements can occur without causing damage. The same holds true for bonding between two reinforced fill wall facings when they form an angle (case of a spillway wing wall). Concerning impervious systems, use will be made of conventional solutions implemented in embankment dams.

It was mentioned above (section 3.2.3) that it is customary to construct a foundation pad or wall, the upper surface of which is geometrically designed so as to ensure a proper setting of the lower part of the facing at the chosen level. This pad or wall has, as a rule, a step-like design on the flanks. The other parts of the dam (fill of the reinforced fill body, upstream shell, impervious and drainage systems...) are placed on the ground or the foundation rock in accordance with prevailing methods for conventional embankment dams.

3.2.8. Reinforcement corrosion

This question is essential, because it is of prime importance to avoid any risk of sudden failure, and it has to be carefully considered by the designer as well as by the operator (especially if a sudden failure would be a threat to human life). The durability of the dam is based first on the design and then on the checking in operation.

The designer must well identify the site factors which could aggravate the corrosion or the deterioration of the reinforcements of any type. He must be quite sure that this subsequent corrosion or deterioration will be controlled, and first

maîtriser cette corrosion ou cette dégradation ultérieures, et en premier lieu faire le choix du type de barrage avec toutes les informations nécessaires. Pour les armatures métalliques, on peut citer, parmi les facteurs en question : environnement maritime, eaux acides, remblais présentant des teneurs élevées en sels agressifs, eau trop pure, ... Pour conserver la maîtrise de la corrosion ultérieure si on a fait le choix du remblai armé dans de tels cas, on dispose des moyens suivants : augmenter l'épaisseur des armatures (en mettant à profit les connaissances acquises sur la corrosion dans des milieux plus agressifs que la normale), chercher une autre source de remblai, protéger le massif armé contre les infiltrations agressives par une membrane étanche. On peut citer à ce sujet la norme française NF A 05-252. Dans les procédés utilisant des fibres synthétiques, il peut y avoir dans certains cas hydrolyse du matériau constitutif des fibres. Il faut donc veiller à protéger ces dernières contre l'humidité. Ce résultat peut être obtenu par des précautions telles que les suivantes : revêtement en polyéthylène ou autre matériau stable (dont il faut garantir l'intégrité durant le chantier); armatures continues sans jonction; cachetage des extrémités d'armatures. Dans le cas des murs à échelle, les tirants sont en principe entourés d'une gaine en béton armé, et leur protection est la même que celle de l'acier dans le béton armé ordinaire. Si une fissuration importante de ces gaines risque de se produire, on y remédie en les mettant légèrement en précontrainte par le tirant lui-même.

Ensuite, il faut mettre à la disposition de l'exploitant les moyens de contrôler périodiquement l'état des armatures. A cette fin, le barrage devra être pourvu d'un nombre suffisant de témoins de durabilité tels que ceux dont il est question au chapitre 3.8 ci-après. En les extrayant à des intervalles de temps appropriés, l'exploitant pourra s'assurer que l'évolution des renforcements reste effectivement en deçà des limites prévues, détecter à temps toute corrosion anormale ou vieillissement prématuré et exclure ainsi le risque d'une rupture avant l'époque prévue pour la mise hors service de l'ouvrage. Le nombre de témoins de durabilité doit permettre de les répartir sur l'ensemble du barrage, en notant que chacun d'eux n'est utilisable qu'une seule fois.

L'exploitant devra prendre grand soin d'éviter toute action pouvant favoriser la corrosion des armatures. En particulier, il faut absolument proscrire l'emploi de sel de déneigement aux abords d'un massif de remblai armé.

3.3. PROJET

3.3.1. Introduction

Nous nous limiterons, dans ce chapitre, au cas de barrages déversants à parement aval, qui constitue à ce jour l'application la plus représentative du remblai armé dans le domaine des barrages. Un tel ouvrage comporte essentiellement deux parties relativement indépendantes en ce qui concerne leur étude :

- le remblai taluté amont où on retrouve en gros un demi-barrage en terre et les justifications classiques de sa stabilité;
- le massif armé aval et la vérification de sa stabilité interne suivant des méthodes spécifiques.

choose the dam type knowing all the necessary information. For the metallic reinforcements, these factors are mainly : marine environment, acid water, soil with high aggressive salts content, too pure water... If the reinforced fill solution is selected, the following means can be used to control the effect of the subsequent corrosion : increasing the reinforcement thickness (taking advantage of the knowledge acquired on the corrosion in environments more aggressive than a normal one), finding another fill material, shielding the reinforced fill from the aggressive seepage with a watertight membrane. The french standard NF A 05-252 deals with this corrosion matter. When a system involving synthetic fibres is used, fibres can, under certain conditions, degrade due to hydrolysis. Therefore, precautions must be taken to exclude moisture from the fibres. These may be : polyethylene (or other suitable material) coating, to be checked during storage, handling, placement and construction; use of unconnected multicords; sealing of cut ends. In the case of ladder walls, as a rule the tendons are embedded in a reinforced concrete casing, and their protection is a conventionnal one for a concrete reinforcement. Any important cracking of this casing, if expected, can be prevented through slightly prestressing the casing by the tendon itself.

Then the operator should have the means to check the proper condition of the reinforcement. More particularly, the dam has to be fitted out with many durability samples, as those mentioned in section 3.8 below. By extracting the durability samples at specified time intervals, the operator will be able to make sure that reinforcement corrosion condition remains below the anticipated limits, to detect any abnormal corrosion or premature ageing in time, and thus to avoid any failure risk before the normal date for putting the structure out of operation. A great number of samples is required, because each area of the dam has to be checked, and each device can be used only once.

The operator must carefully avoid any action which could facilitate reinforcement corrosion. The use of de-icing salt, in particular, must be banished in the vicinity of a reinforced fill body.

3.3. DESIGN

3.3.1. Introduction

This chapter is devoted to overflow dams with downstream facing which to date constitute the most representative application of reinforced fill in the field of dam construction. Such a structure mainly consists of two relatively independent parts with regard to their design :

- the upstream shoulder : it is roughly half an earth dam, designed by conventional methods;
- the downstream reinforced fill : its internal stability is studied according to specific methods.

Lorsqu'on utilise un système breveté, le dimensionnement interne de l'ouvrage en remblai armé proprement dit et lui seul est normalement du ressort du bureau d'étude de la société qui détient la licence du procédé, l'ensemble du projet étant nécessairement piloté par l'ingénieur responsable de la conception générale du barrage. C'est à ce dernier de s'assurer que les méthodes d'étude, celles adoptées pour la part brevetée comme celles relatives à l'ensemble du projet, sont adaptées aux futures fonctions de l'ouvrage. Il doit notamment fixer les cas à considérer, les hypothèses et les degrés de sécurité à prendre en compte, ainsi que les caractéristiques des matériaux de remblai à utiliser.

Si on n'utilise pas de procédé breveté, on doit résoudre les mêmes problèmes, mais ces derniers sont tous pris en charge directement par le projeteur.

Les pages qui suivent visent à lui permettre d'apprécier l'incidence des choix sur la conception et le dimensionnement du massif en remblai armé. Elles sont rédigées dans l'hypothèse de l'utilisation d'armatures peu extensibles et souples (norme française NF P 94-220 du 20 juillet 1992), mais les problèmes et les démarches pour les résoudre seraient les mêmes avec d'autres types d'armatures.

La méthode de calcul présentée ci-après, d'application simple et rapide, est celle préconisée par la norme française visée ci-dessus. Fondée sur l'application de lois physiques bien connues, elle a été établie à l'aide d'études aux éléments finis et surtout validée par de nombreux essais de laboratoire et sur prototypes. Il va de soi que d'autres méthodes, généralement à base d'études aux éléments finis ou de calculs aux états limites, ont été élaborées par ailleurs (voir notamment les publications de la Société Internationale de Mécanique des Sols et Fondations et « Eurocodes »); il est essentiel que l'utilisateur, quelle que soit la méthode choisie, s'assure de sa validité expérimentale et de son aptitude à permettre le calibrage du renforcement.

3.3.2. Pérennité et projet

Les règles suivies par les projeteurs des divers systèmes ou fournitures brevetés sont fondées sur des essais et études théoriques, ainsi que sur une expérience limitée à 25 ou 30 ans. Il ne s'agit pas d'une expérience de prototype à très long terme, même si ces règles ont bénéficié de l'expérience liée à l'utilisation plus ancienne de l'acier et de l'acier galvanisé enterrés dans les sols. Par ailleurs, des ruptures précoces, rares il est vrai, se sont produites dans certains cas, où ces règles n'avaient pas été suivies, ce qui montre la nécessité pour les projeteurs de porter une grande attention au problème de la pérennité. La notion de « durée de service » est liée à la perte progressive de résistance des armatures consécutive à la corrosion. Un barrage construit pour une longue durée d'exploitation doit encore, après ce laps de temps, satisfaire aux critères de sécurité imposés lors de sa construction. A la fin de la durée de service, les armatures ne doivent encore supporter que des contraintes inférieures ou égales aux contraintes admissibles. La fin de la « durée de vie » correspondrait, beaucoup plus tard, à la ruine de l'ouvrage. De grandes précautions doivent donc être prises contre la corrosion afin de garantir une pérennité convenable. Une étude spécifique est nécessaire dans ce but, comprenant notamment :

When a proprietary system is used, the internal design of the reinforced fill body properly speaking normally comes under the competence of the design department of the firm holding the process licence, whereas the project as a whole is necessarily headed by the Engineer in charge of the overall dam design. It is up to the latter to ensure that the design procedures associated with any proprietary products, as well as for the project as a whole, are appropriate to the structures intended functions. This includes the cases to be considered, the hypothesis and safety levels to be taken into account, as well as the characteristics of the various backfill materials available for use.

Where a non-proprietary system is used, the same design considerations arise, but are dealt with directly under the designer's competences.

The purpose of the pages that follow is to enable the designer to evaluate the effect of these choices on the design of the reinforced fill body and its structural elements. They are written for the case of quasi-inextensible and flexible reinforcements, according to the french standard NF P 94-220 (20 July 1992); but the problems and solution approaches would be similar for other reinforcements.

The following method, simple and brief for application, is recommended by the standard NF P 94-220. It is based on well known physical laws; it has been established using finite element parametric calculations, and (more important) checked through a lot of laboratory and field tests. Of course, many other methods, generally using finite element calculations or limit states calculations, have been developed by different Engineers (see namely the publications of the ISSMFE, and "Eurocodes"); it is of prime importance for the designer to make sure that any method chosen has been experimentally checked and is suitable for reinforcement sizing.

3.3.2. Durability and design

The requirements, usually stated by the designers of various proprietary systems and components, are based on tests, theoretical studies and an experience limited to 25/30 years. It is not a prototype very long term performance, even if these requirements have drawn some benefits from the previous use of steel and galvanized steel embedded in soils. In other respects, premature failures (few) have occurred in some cases in which these requirements had not been met, showing that a great attention to the durability problem is required. The notion of "service life" is tied with the gradual decrease of the available strength of the reinforcements, due to corrosion. A dam built to provide a long operation life must be able to still met, after this lapse of time, the safety requirements imposed by the codes when built. At the end of the service life, the stresses in the reinforcements must still be less than or equal to admissible stresses. The actual end of the "life time" would mean the collapse of the structure much later. Therefore, great precautions must be taken against corrosion in order to insure an adequate durability. A specific study must be carried out in this purpose, including :

- une étude du milieu, et notamment de l'agressivité du site; la qualité des eaux souterraines et de celles de la future retenue sont des paramètres particulièrement importants;
- une étude de la sensibilité à la corrosion (et, plus généralement, à tous types de vieillissement) des matériaux utilisés pour la fabrication des armatures. Cette étude doit avoir un fondement expérimental;
- le calibrage des armatures et l'étude éventuelle de dispositions complémentaires, afin que l'ouvrage satisfasse aux conditions de sécurité à la fin de sa durée de service;
- une étude du dispositif de contrôle, permettant de vérifier en exploitation que la vitesse de corrosion ne dépasse pas la vitesse prévue;
- une étude des dispositions à prendre pour continuer d'assurer la sécurité à la fin de la durée de service, lorsqu'on désaffectera le barrage.

Toutes ces études doivent faire partie du dossier de documentation de l'ouvrage.

Dans l'exemple de « La Terre Armée », les armatures sont en principe en acier galvanisé, et une surépaisseur de 2 mm est habituellement donnée aux armatures dans un barrage destiné à durer 100 ans, situé dans un milieu sans agressivité. Un barrage est classé comme nécessitant un « haut niveau de sécurité ».

La zone de jonction avec le parement mérite un soin tout particulier. On peut renforcer sa résistance à la corrosion par des moyens adéquats tels qu'une surépaisseur plus importante, une isolation des zones de raccordement par rapport au remblai, ou un drainage local par remblai cru.

3.3.3. Prédimensionnement

Un massif en remblai armé a, en principe, une section transversale rectangulaire, les armatures ayant une longueur égale grosso modo à 70 % de la hauteur du mur. Dans le cas des projets de barrages cependant, il n'est pas rare qu'on réduise un peu la longueur des armatures supérieures afin de limiter la largeur de la dalle de couverture déversante et le volume total de remblai (Fig. 15).

- study of the environment, especially of the site aggressivity conditions; reservoir water quality and underground water quality are important factors;

- study of the corrosion and other ageing sensitivity of the material which the reinforcement is made of. Such a study has to be carried out on an experimental basis;

- sizing of the reinforcement and eventually studying further precautions for the structure to be able to meet the safety requirements after the design service life;

- study of the necessary monitoring, able to insure that the actual corrosion rate does not exceed the anticipated one;

- study of the ways in which the dam will be de-commissioned, the reservoir emptied, etc., and the structure made permanently safe at the end of its service life.

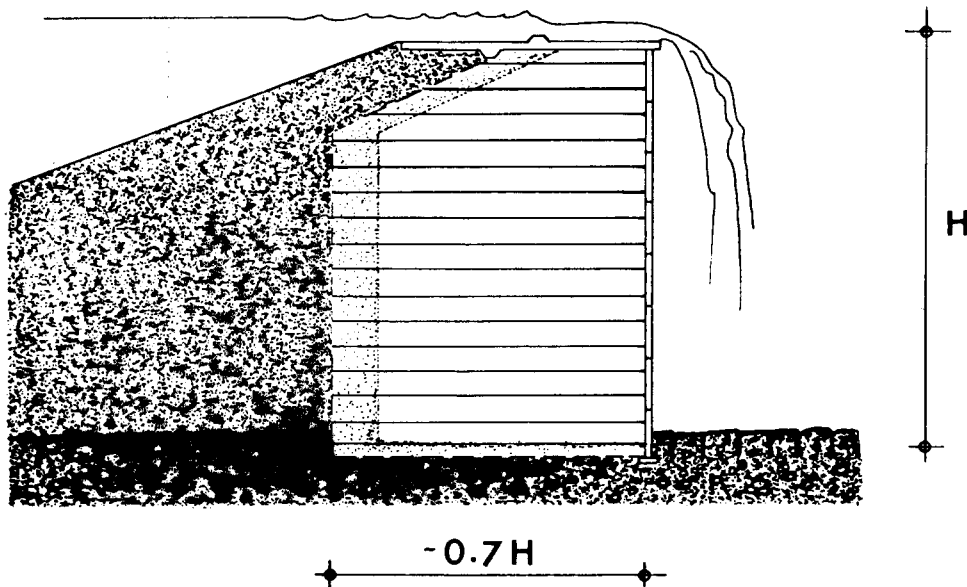
All these studies should become part of the formal documentation of the design.

As an example, in the case of a “Reinforced Earth” structure, the reinforcements are made up of galvanized steel, and an extra-thickness of 2 mm is usually provided for a dam designed for 100 years in a non-aggressive environment. As a rule, a dam is classified as requiring a “high safety level”.

The region of the junction of the reinforcement with the facing requires particular care. Its corrosion resistance can be enhanced by means such as: a greater extra-thickness, isolation of reinforcement-backfill area, or local drainage through coarse backfill.

3.3.3. Preliminary sizing

In usual applications, a reinforced fill body has a rectangular cross-section and an economic length for the reinforcements is roughly 70 % of the wall height. In the case of dam projects, however, the length of the upper reinforcements is sometimes slightly reduced in order to limit the length of the spillway slab and the overall amount of backfill (Fig. 15).



L'ensemble du massif constitue une sorte de large mur poids avec une fondation peu profonde. Dans un barrage, la protection contre les affouillements détermine souvent le niveau de fondation du massif ou plus précisément du pied de son parement. En dehors des zones déversantes, le massif n'est encastré par rapport à un terrain de fondation horizontal que de $1/20$ de sa hauteur, à moins qu'il ne soit fondé directement sur le rocher, ou qu'au contraire le sol de fondation ne soit particulièrement médiocre.

3.3.4. Comportement global et mode de calcul des efforts internes dans le cas général

Les matériaux composites tels que le remblai armé ont fait l'objet de nombreux développements théoriques (publications de la SIMSF citées ci-dessus en 3.3.1, Eurocodes n° 1 et 7 sur les calculs aux états limites, notamment). L'exposé de ces méthodes sort du cadre du présent Bulletin. Les pages qui suivent présentent la méthode pratique définie dans la norme française NF P 94-220 déjà citée, qui a été appliquée maintes fois par le passé. Cette méthode a l'avantage de traduire directement, brièvement et concrètement les lois physiques du comportement du remblai armé, de laisser apparents les ordres de grandeurs, et surtout elle a été validée par une expérimentation approfondie. Elle s'applique, rappelons-le, au cas d'armatures peu extensibles et souples.

A) Distribution des tractions dans les armatures

Le dimensionnement pratique des ouvrages en remblai armé nécessite de considérer séparément le comportement du remblai et celui des armatures. Les armatures sont mises en traction par l'intermédiaire du frottement qui se développe entre elles et le remblai. De nombreuses expérimentations et études théoriques ont mis en évidence les points suivants :

Fig. 15

Reinforced fill body for a dam - Cross-section.
Massif en remblai armé pour barrage - Coupe transversale type.

The reinforced fill structure itself constitutes a sort of thick gravity retaining wall with a shallow foundation. In a dam, protection against scouring often determines the foundation level of the wall, or more accurately, of the toe of its facing. Apart from spillage areas, only about 1/20 of the height of the wall is required to be embedded in the horizontal foundation, unless the foundation conditions are particularly poor, or, in the other hand, it is built directly on the rock.

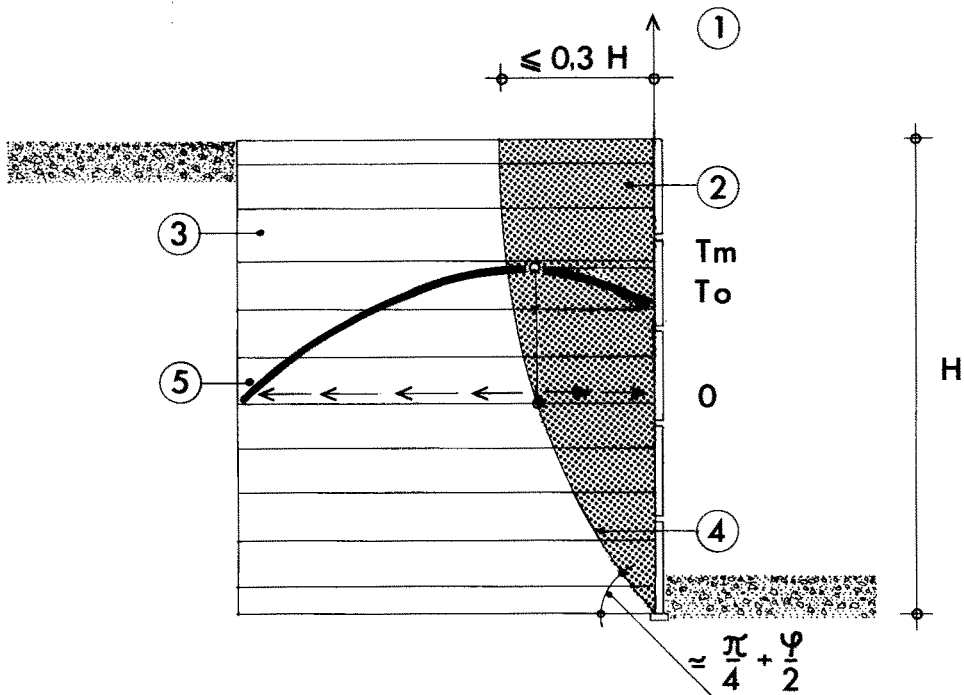
3.3.4. Overall behaviour and method for calculation of internal stress in the general case

Many theoretical studies have been carried out in the field of composite materials such as reinforced fill (namely ISSMFE publications, Eurocodes nos. 1 and 7 on limit states calculations, cf section 3.3.1 above). Such methods clearly are out of the scope of this Bulletin. The following pages present the practical method of the french standard NF P 94-220, which has been used for numerous cases in the past. This method has the advantage to briefly, concretely and directly express the main physical laws of the reinforced fill behaviour and to keep in mind the orders of magnitude. More important, it has been checked through numerous laboratory and field tests. It is recalled that this method implies the use of quasi-inextensible and flexible reinforcement.

A) Tensile load distribution in reinforcing strips

The practical calculation of reinforced fill structures makes it necessary to consider the behaviour of fill and of reinforcement separately. The reinforcement is subjected to tensile forces and extension through the shear-transfer which develops between it and the fill. A great many experiments and theoretical studies have shown :

– à un niveau donné, la traction n'est pas maximale au point d'attache sur le parement, mais à l'intérieur du massif (Fig. 16);



– la ligne qui joint les points de traction maximale sépare deux zones dans le massif de remblai armé : une zone active dans laquelle les contraintes de cisaillement exercées par le sol sur les armatures sont dirigées vers l'extérieur du mur, une zone résistante dans laquelle elles sont dirigées vers l'intérieur. On définit ainsi pour chaque lit d'armatures une « longueur d'adhérence » qui est la longueur d'armature située dans la zone résistante;

– la ligne des tractions maximales passe par le pied du parement et présente une partie quasi verticale dans la moitié supérieure de l'ouvrage. Dans le cas général, la frontière entre la zone active et la zone résistante est schématisée de la façon indiquée sur la Fig. 17;

– l'effort de traction maximale T_m équilibre les contraintes horizontales σ_H qui s'exercent dans le remblai au même point d'un niveau donné. Soient ΔH et ΔA les espacements moyens verticaux et horizontaux entre les armatures du niveau considéré, et N le nombre d'armatures rapporté à l'unité de surface du parement :

$$T_m = \Delta H \cdot \Delta A \cdot \sigma_H = \frac{\sigma_H}{N}$$

– at a given level, the maximum tension occurs within the body of the fill, as indicated by Fig. 16, not at the connection to the facing;

Fig. 16

Tension distribution in reinforcing strips.
Distribution des tractions dans les armatures.

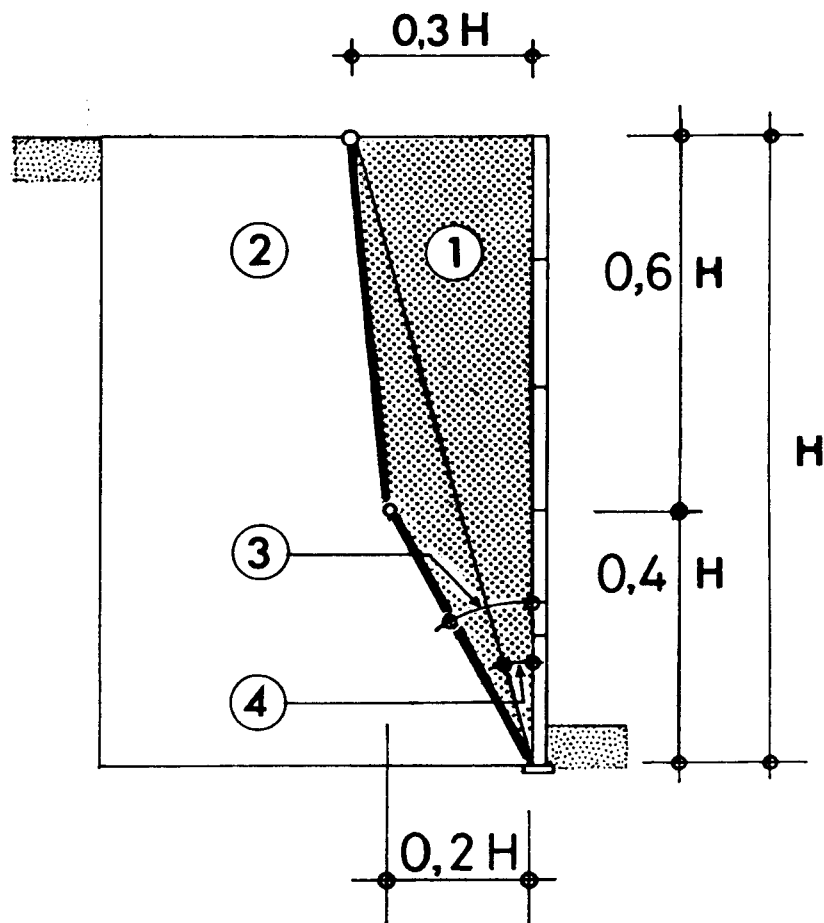
- | | |
|---|--|
| (1) Tensions. | (1) <i>Tractions.</i> |
| (2) Active area. | (2) <i>Zone active.</i> |
| (3) Resisting area. | (3) <i>Zone résistante.</i> |
| (4) Maximum tension line. | (4) <i>Ligne des tractions maximales.</i> |
| (5) Tension distribution in the reinforcing strips. | (5) <i>Répartition des tractions dans les armatures.</i> |

– the line joining the points of maximum tension separates two areas in the reinforced fill body : an active area in which the shear stress exerted by the ground on the reinforcement is directed toward the outside of the wall, a resistant area in which this stress is directed towards the inside. An “adherence length” which is the reinforcement length located within the resistant area is thus defined for each reinforcement layer;

– the line of maximum tension passes by the toe of the facing and presents a quasi-vertical part in the upper half of the structure. In the general case, the boundary between the active area and the resistant area is drawn as shown in Fig. 17;

– the maximum tensile force T_m balances the resultant of horizontal stress σ_H which is exerted in the fill at the same point of a given level. Let ΔH and ΔA be the mean vertical and horizontal spaces between the reinforcement elements of the level considered, and N the number of these elements per surface unit of the facing :

$$T_m = \Delta H \cdot \Delta A \cdot \sigma_H = \frac{\sigma_H}{N}$$



Le calcul des tractions maximales dans les armatures nécessite donc de connaître, au point où la traction est maximale, l'état des contraintes dans le sol.

Les contraintes normales σ_H appliquées sur une facette verticale peuvent être reliées aux contraintes normales σ_V qui s'exercent sur une facette horizontale par une formule du type :

$$\sigma_H = K \sigma_V$$

où le coefficient K caractérise l'état du sol au point considéré.

L'Annexe 6 donne quelques détails sur la suite des calculs.

B) Résistance du parement

Il n'y a pas de justification particulière à établir pour les éléments de parement autre que la comparaison entre les efforts horizontaux qu'ils ont à supporter et les

Fig. 17

Schematisation of the line of maximum tension.
Schématisation de la ligne des tensions maximales.

- | | |
|---------------------|-----------------------------|
| (1) Active area. | (1) <i>Zone active.</i> |
| (2) Resisting area. | (2) <i>Zone résistante.</i> |
| (3) Arc tan 0.6. | (3) <i>Arc tg 0,6.</i> |
| (4) Arc tan 0.3. | (4) <i>Arc tg 0,3.</i> |

The maximum tension calculation in the reinforcement therefore requires one to know the state of stress in the ground at the point where the tension is maximum.

Normal stress σ_H applied to a vertical surface element can be linked to normal stress σ_V which is exerted on a horizontal surface element by a formula of the type :

$$\sigma_H = K \sigma_V$$

where the coefficient K characterizes the state of stresses of the ground at the point considered.

Further calculation details are given in Appendix 6.

B) *Facing strength*

What is mainly required for the facing is that a comparison be made between the horizontal loads that they will have to bear and the allowable loads for each

efforts admissibles attachés à chaque type de parement (suivant son épaisseur et le nombre des points d'accrochage). Une expérimentation est utile pour déterminer les efforts appliqués.

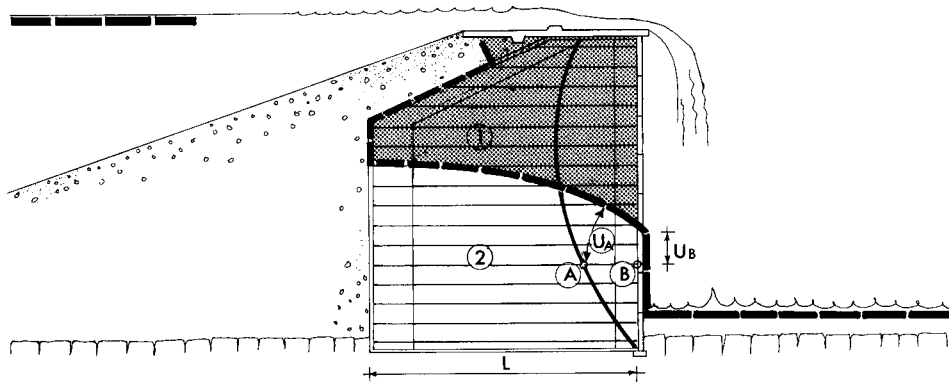
Dans le cas du procédé « La Terre Armée », la mise au point des différents types d'écailles a fait l'objet de telles études expérimentales.

3.3.5. Adaptation des principes de dimensionnement interne au cas des barrages

Les principes généraux de dimensionnement étant ainsi résumés, on examine dans ce qui suit comment ils s'adaptent au cas d'un remblai armé incorporé à un barrage déversant, pour tenir compte en particulier de la présence de l'eau à l'extérieur et éventuellement à l'intérieur de l'ouvrage.

Contraintes effective et totale

Dans le cas général, le remblai armé est le siège d'un écoulement au-dessous d'une ligne d'eau qui sépare le massif en deux zones : l'une simplement « humide », l'autre saturée (Fig. 18). La position de cette ligne de saturation est calculée comme dans un remblai classique. Si un drainage efficace est mis en place à l'amont, cette ligne coïncide pratiquement avec une horizontale au niveau du plan d'eau aval. Le calcul des contraintes effectives dans le remblai s'effectue en tenant compte du poids spécifique humide γ au-dessus de la nappe et du poids spécifique déjaugé γ' dans la nappe.



σ'_v et σ_v étant les contraintes verticales effective et totale, et u_A la pression interstitielle en un point A, on a :

$$\sigma_v = \sigma'_v + u_A$$

et pour les contraintes horizontales :

$$\sigma_H = K\sigma'_v + u_A$$

→ Il convient éventuellement de tenir compte de la force d'écoulement $i\gamma_w$ (où i est le gradient d'écoulement au point considéré et γ_w le poids spécifique de l'eau) en ajoutant sa composante verticale à σ'_v et sa composante horizontale à σ_H

type of facing (according to their nature, their thickness and the number of fixing points). Experimental tests are useful to determine the acting forces.

In “ *The Reinforced Earth* ” system, the development of the facing panels involved substantial laboratory and field tests in such a way.

3.3.5. Adapting internal design principles to dams

Now that the general design principles have been summed up, it is examined below how they are adapted to a reinforced fill incorporated into a spill dam in order to take into account in particular the presence of water outside the dam and possibly within the structure itself.

Effective and total stresses

In the general case, flow occurs in the reinforced fill below the phreatic line which separates the fill into two areas : one simply “ wet ” and the other saturated (Fig. 18). This saturation line is determined in the same way as it is done for a common embankment. If an effective drainage is provided upstream, this line is a horizontal line at the elevation of the downstream water level. The calculation of effective stresses in the fill is performed by taking into account the wet density γ above the water table and the buoyant density γ' below.

Fig. 18

“ Reinforced Earth ” body of a dam (hypothesis of a drain partially plugged).

Massif de « Terre Armée » d'un barrage (hypothèse d'un drain partiellement colmaté).

(1) Dry or moist.

(1) Hors d'eau.

(2) Saturated.

(2) Saturé.

If σ'_v and σ_v are the effective and total vertical stresses and u_A the pore pressure at point A, then :

$$\sigma_v = \sigma'_v + u_A$$

and for horizontal stresses :

$$\sigma_H = K\sigma'_v + u_A$$

It may also be advisable to take into account the seepage force $\vec{i}\gamma_w$ (where \vec{i} is the flow gradient at the point considered and γ_w the unit weight of water) by adding its vertical component to σ'_v and its horizontal component to σ_H

$$\sigma_v = \sigma'_v + i_v \gamma_w + u_A$$

$$\sigma_H = K (\sigma'_v + i_v \gamma_w) + i_H \gamma_w + u_A$$

Le calcul des contraintes σ_H à équilibrer par les armatures ($T_m = \Delta H \cdot \Delta A \cdot \sigma_H = \sigma_H/N$) s'effectue aux points situés sur la ligne des tractions maximales, qu'on suppose ne pas être déplacée par la présence de l'eau, et aux points d'accrochage sur le parement.

L'Annexe 7 donne quelques détails sur la suite des calculs.

3.3.6. Justification de la stabilité d'ensemble du massif de remblai armé

La justification de la stabilité globale regroupe la vérification de la résistance du sol de fondation au poinçonnement, celle de sa résistance au cisaillement sous la base du massif, et la sécurité de l'ensemble de l'ouvrage et de sa fondation vis-à-vis de ruptures de grand glissement le long de surfaces qui recoupent les armatures.

A) Poinçonnement et glissement

Pour le critère de poinçonnement, on considère le massif en remblai armé comme un bloc dont la fondation a une largeur égale à la longueur de ses armatures. La contrainte verticale (effective) de référence appliquée par le massif au sol de fondation est calculée en utilisant la méthode de Meyerhof comme il est dit dans l'Annexe 6. L'usage permet de ne prendre, vis-à-vis du critère de poinçonnement, qu'un coefficient de sécurité égal aux 3/4 de celui qu'on adopterait pour une structure rigide, en raison de la plus grande adaptabilité du remblai armé à des tassements différentiels. Les éventuelles zones de faible portance doivent faire l'objet de vérifications particulières.

Le critère de glissement sur la base s'applique également à toute la largeur de la fondation du massif.

B) Grand glissement

La vérification de la sécurité le long de surfaces de rupture qui traversent le massif s'effectue grâce à une des méthodes d'équilibre global utilisées pour ces études de stabilité, telles que celle de Bishop ou la méthode des perturbations, dans lesquelles on a ajouté la contribution apportée par les armatures interceptées par la surface de rupture potentielle. Cette contribution est limitée, soit par la résistance à la traction des sections d'acier, soit par l'adhérence mobilisable sur la longueur d'armature « ancrée » au-delà de la surface de rupture (Fig. 19). Compte tenu de la diversité des éléments résistants (cisaillement du sol, traction de l'acier, frottement sol-armature) chacun est d'abord frappé dans ses caractéristiques mécaniques par un coefficient de sécurité qui lui est propre, et le calcul global vérifie ensuite que l'ensemble possède encore effectivement une réserve de sécurité.

$$\sigma_v = \sigma'_v + i_v \gamma_w + u_A$$

$$\sigma_H = K (\sigma'_v + i_v \gamma_w) + i_H \gamma_w + u_A$$

The calculation of σ_H stress to be balanced by the reinforcements ($T_m = \Delta H \cdot \Delta A \cdot \sigma_H = \sigma_H/N$) has to be performed at the points located on the line of maximum tension which is assumed not to be displaced by the presence of water, and at the connection to the facing.

Appendix 7 gives further details on the development of the calculation.

3.3.6. Verification of overall reinforced fill structure stability

Verifying the overall stability involves checking the bearing capacity of the foundation soil, checking its shear resistance beneath the volume base, and the safety of the overall structure and its foundation with respect to major slide failures along the surfaces which meet the reinforcements.

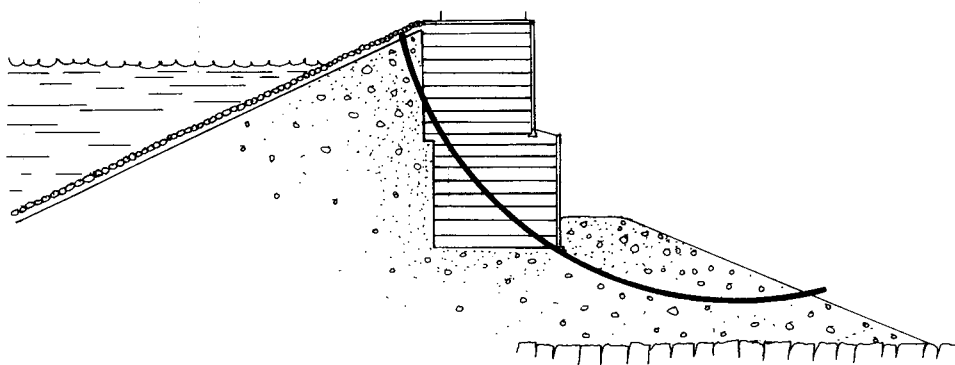
A) *Bearing capacity and sliding*

For the bearing capacity criterion, the reinforced fill body is considered as a unit the foundation of which has a width equal to the length of its reinforcements. The effective vertical stress exerted by the block on the foundation ground is calculated by using the Meyerhof method as is mentioned in Appendix 6. From the experience, it is found that for a rapid checking it is only necessary to use a safety factor that is 0.75 of the factor that would be adopted for a rigid structure, because of the greater adaptability of reinforced fill to differential settlements. Soft spots have to be checked especially.

The sliding criterion also has to be checked, by taking into account the full length of the block foundation.

B) *Slope stability*

Verification of safety along surfaces of failure which traverse the reinforced fill can be carried out by means of one of the overall slope stability calculation methods such as the Bishop method or the perturbations method, in which one takes into account the resistance provided by the reinforcements intercepted by the potential failure surface. This resistance is limited either by the tensile strength of the steel cross-sections, or by the available bonding on the reinforcement length anchored beyond the failure surface (Fig. 19). Considering the variety of resistant elements (ground shear, steel tension, soil/reinforcements friction), a safety factor is assigned to each one according to its own strength, and the overall calculation then checks that the whole still possesses a real safety margin.



C) Tassement

La justification de la stabilité d'ensemble comprend également une estimation des tassements absolus et différentiels dus au terrain de fondation pour s'assurer qu'ils sont compatibles avec la bonne tenue des structures associées et avec les capacités de déformation du parement.

3.3.7. Situations de calcul à considérer

On doit envisager *a priori* cinq situations :

1. un cas normal : celui du fonctionnement en service, y compris pour la crue de projet;
2. deux cas particuliers :
celui du déversement dû à une crue en cours de travaux;
3. ... et celui de la fin de la construction;
4. un cas improbable : celui de la saturation accidentelle;
5. le cas de séisme.

Chacun relève en principe d'un niveau de sécurité différent.

A) Fonctionnement en service

C'est le cas normal, auquel s'applique le « haut niveau de sécurité » de référence. Le déversement s'effectue par dessus la crête de l'ouvrage; l'étanchéité ainsi que les drains et les filtres fonctionnent bien. Les schémas qui suivent illustrent sur deux exemples les hypothèses auxquelles on peut être conduit, pour ce qui concerne les lignes d'eau à l'intérieur de l'ouvrage, les zones saturées, etc.

Dans le cas d'une recharge amont imperméable, on peut considérer que celle-ci est saturée, mais que la charge d'eau s'annule dans le drain situé à l'entrée du massif armé proprement dit. A l'intérieur de celui-ci, le niveau d'eau s'établit au niveau des plus hautes eaux aval, ou à un niveau intermédiaire si le remblai du massif, peu perméable, est complété par un drain derrière le parement (Fig. 20).

Fig. 19

Sliding surface in a reinforced fill dam.
Surface de rupture dans un barrage en remblai armé.

C) *Settlement*

Verifying the overall stability also includes an estimation of absolute and differential settlements due to the foundation ground in order to make sure that it is compatible with the proper behaviour of neighbouring structures and with the deformation capacities of the facing.

3.3.7. Calculation situations

Five situations usually have to be considered :

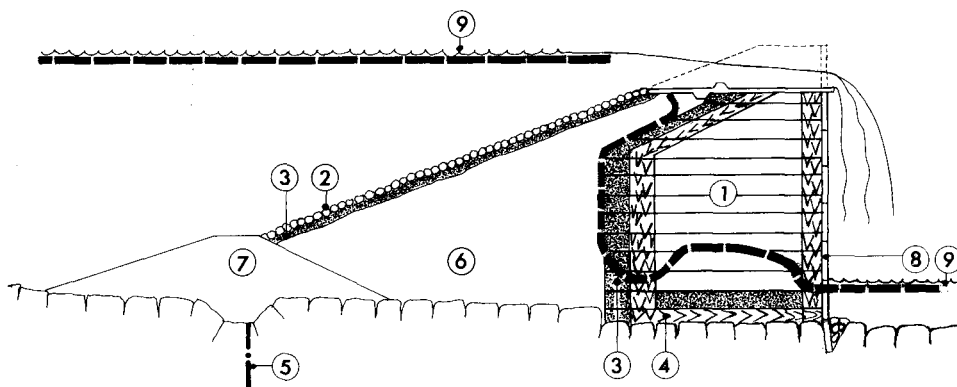
1. normal case : in-service operation including the case of design flood;
2. two particular cases :
 overtopping due to a flood during construction;
3. ... and construction completion;
4. an unlikely case : accidental saturation;
5. seismic actions.

As a rule, each situation involves a different safety level.

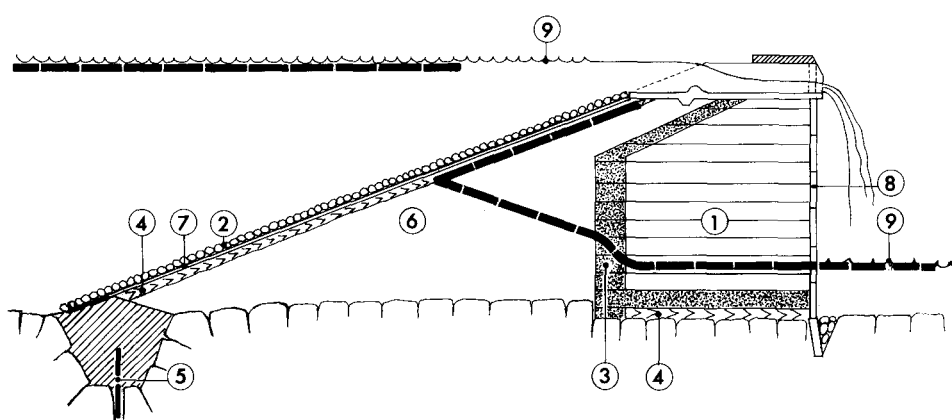
A) *In-service operation*

This is the normal case to which the reference “ high safety level ” is applied. Water is discharged over the crest of the dam; the impervious layers as well as the drains and filters are operating properly. Two examples are given in the following diagrams to illustrate the hypotheses that might be considered for flow lines within the dam, saturated zones, etc.

In the case of an impervious upstream shell, one can consider it to be saturated, but that the water pressure is nil in the drain located upstream of the reinforced fill body itself. The water level inside this volume settles at the downstream highest water level, or at an intermediate level if the backfill of the fairly impervious volume is supplemented by a drain behind the facing (Fig. 20).



Dans le cas d'un masque d'étanchéité amont, une hypothèse doit être faite sur le niveau de l'eau qui se maintient dans la recharge amont entre le drain sous l'étanchéité et le filtre à l'entrée du massif (Fig. 21). On utilise les méthodes habituellement employées pour les barrages en remblai classiques.



B) Déversement en cours de travaux

Dans certains cas, la conception et le débouché des dérivations provisoires n'excluent pas que l'ouvrage soit mis en eau avant d'être terminé, ni que l'eau déverse, en cas de crue, par dessus sa crête provisoire (Fig. 22). Le remblai de la recharge amont et du massif armé peut alors se trouver entièrement saturé.

Pour la hauteur maximale de l'ouvrage pour laquelle cette situation peut se présenter, il faut vérifier que la stabilité interne reste assurée, au moins avec des

Fig. 20

Water level in a dam with an impervious core.
Ligne d'eau dans un barrage à noyau étanche.

| | |
|----------------------------|---------------------------------------|
| (1) Reinforced fill. | (1) <i>Remblai armé.</i> |
| (2) Riprap. | (2) <i>Riprap.</i> |
| (3) Filter. | (3) <i>Filtre.</i> |
| (4) Drain. | (4) <i>Drain.</i> |
| (5) Grout curtain. | (5) <i>Rideau d'étanchéité.</i> |
| (6) Impervious core. | (6) <i>Noyau étanche.</i> |
| (7) Cofferdam. | (7) <i>Batardeau.</i> |
| (8) Facing. | (8) <i>Parement aval.</i> |
| (9) Maximum water level. | (9) <i>Plus hautes eaux.</i> |
| — — — — — Saturation line. | — — — — — <i>Ligne de saturation.</i> |

In the event of upstream watertight facing, an hypothesis will have to be made on the water level maintained in the upstream shell between the impervious system and the filter at the reinforced fill mass inlet (Fig. 21). The methods commonly used for the classical embankment dams may be applied here too.

Fig. 21

Water level in a dam with upstream impervious facing.
Ligne d'eau dans un barrage à étanchéité amont.

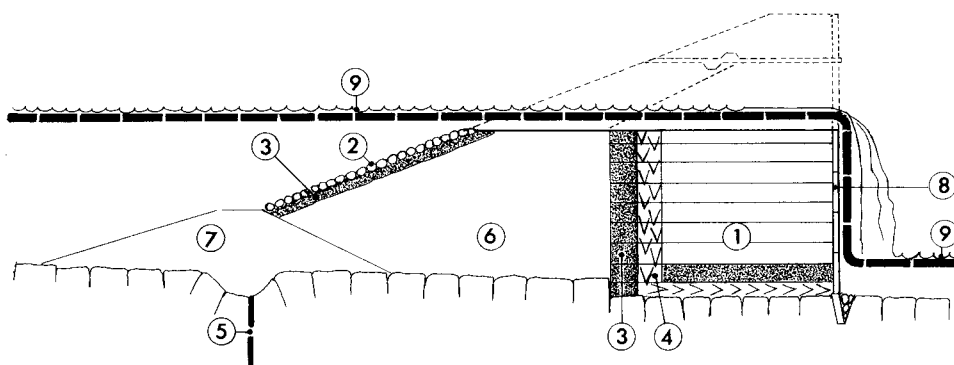
| | |
|-------------------------------|---------------------------------------|
| (1) Reinforced fill. | (1) <i>Remblai armé.</i> |
| (2) Riprap. | (2) <i>Riprap.</i> |
| (3) Filter. | (3) <i>Filtre.</i> |
| (4) Drain. | (4) <i>Drain.</i> |
| (5) Grout curtain. | (5) <i>Rideau d'étanchéité.</i> |
| (6) Common fill. | (6) <i>Remblai courant.</i> |
| (7) Impervious facing. | (7) <i>Étanchéité.</i> |
| (8) Facing. | (8) <i>Parement aval.</i> |
| (9) Maximum water level. | (9) <i>Plus hautes eaux.</i> |
| — — — — — Pore pressure line. | — — — — — <i>Ligne de saturation.</i> |

B) Overtopping during construction

In some cases, the capacity of diversion works is not enough to prevent the reservoir from filling before construction completion, nor from water overtopping the temporary crest during floods (Fig. 22). This might result in complete saturation of the upstream shell and of the reinforced body.

One must therefore make certain that internal stability is maintained, although with reduced safety factors, for the maximum height at which this situation might

coefficients de sécurité réduits. On notera qu'à ce stade il n'y a pas lieu de retrancher d'épaisseur sacrifiée à la section des armatures, mais l'attache des armatures sur les écailles de parement doit être prévue pour cette hypothèse. La sécurité à obtenir est celle qu'on demanderait à un barrage conventionnel dans une situation équivalente (laquelle est rarement envisagée dans les projets classiques).



C) *Fin de la construction*

L'ouvrage est pratiquement terminé, mais en principe la retenue est encore vide : il n'y a pas d'eau derrière le barrage. En revanche, les pressions interstitielles qui se sont développées pendant la mise en œuvre et le compactage des remblais, s'ils sont peu perméables, ou du fait de leur compression propre, ne se sont pas encore entièrement dissipées.

L'hypothèse de la présence de pressions interstitielles à l'intérieur du massif de remblai armé lui-même est en général peu réaliste en raison de la présence des drains, et de l'utilisation habituelle de remblais contenant moins de 10 % de fines. Si cette dernière recommandation n'est pas suivie, on peut admettre qu'en tout point la pression exprimée en mètres d'eau ne dépasse pas la hauteur de remblai au-dessus de ce point ($u = h$) (Fig. 23); on vérifie que la stabilité interne reste assurée dans ce cas avec les mêmes coefficients de sécurité que dans le cas précédent.

occur. It should be noted that at this stage the entire thickness of the reinforcement can be used, but connecting the reinforcements to the facing panels must be designed for this eventuality. The safety level to be reached is the same as for a conventional dam in similar conditions (few conventional dams are designed for this situation).

Fig. 22

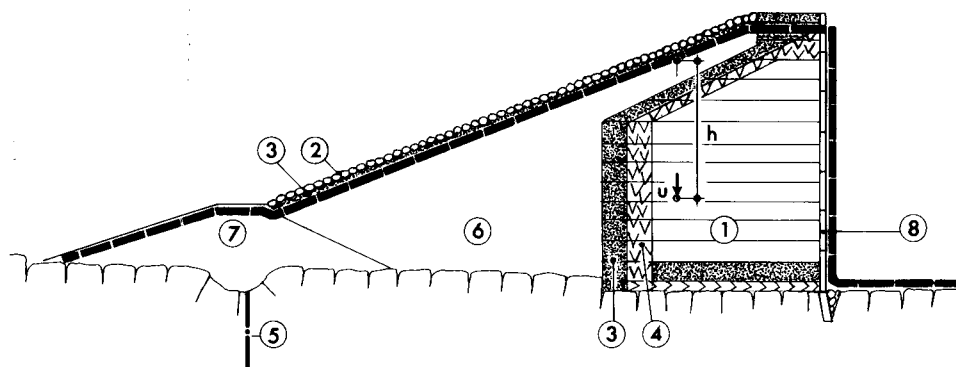
Overtopped dam during the construction.
Déversement sur un barrage en construction.

| | |
|-------------------------------|---------------------------------------|
| (1) Reinforced fill. | (1) <i>Remblai armé.</i> |
| (2) Riprap. | (2) <i>Riprap.</i> |
| (3) Filter. | (3) <i>Filtre.</i> |
| (4) Drain. | (4) <i>Drain.</i> |
| (5) Grout curtain. | (5) <i>Rideau d'étanchéité.</i> |
| (6) Impervious core. | (6) <i>Noyau étanche.</i> |
| (7) Cofferdam. | (7) <i>Batardeau.</i> |
| (8) Facing. | (8) <i>Parement aval.</i> |
| (9) Maximum water level. | (9) <i>Plus hautes eaux.</i> |
| — — — — — Pore pressure line. | — — — — — <i>Ligne de saturation.</i> |

C) Construction completion

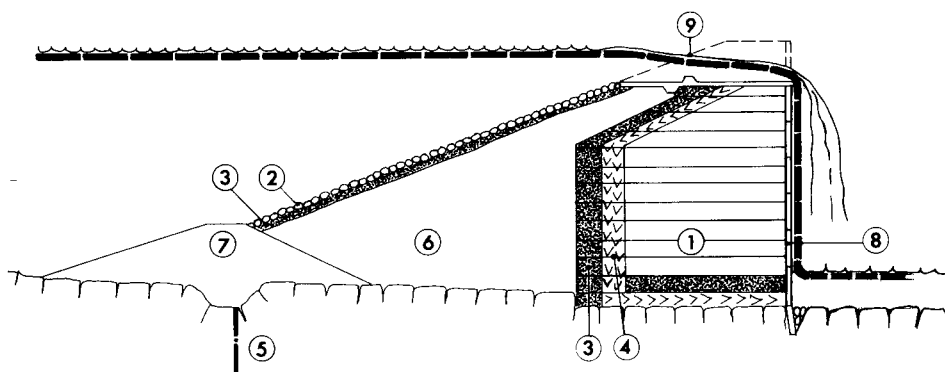
The dam is practically completed, but as a rule, the reservoir is still empty, i.e. there is no water behind the dam. However, the pore pressure that had built up during the placement and compaction of backfills, if they are fairly impervious, or due to their own compression, has not yet completely dissipated.

The hypothesis of pore pressure within the reinforced fill body itself is generally not a realistic one due to the presence of drains, and because materials with less than 10 % of fines are normally used. If this latter recommendation is not followed, it can be supposed that the pressure expressed in metres of water does not exceed at any point the height of the backfill above this point ($u = h$) (Fig. 23). A check is made to see that there is internal stability in this case with the same safety factors as in the previous case.



D) *Saturation accidentelle*

Cette situation correspond à l'hypothèse extrême où, vers la fin de sa durée de service, le barrage ne serait plus étanche, les filtres, les drains et les joints seraient colmatés, et où une crue exceptionnelle provoquerait la saturation complète de l'ouvrage (Fig. 24). Une telle situation, qui ne peut être envisagée pour un barrage classique, peut être parfois supportée par un remblai armé avec peu ou pas de dépense supplémentaire. On peut vérifier que, dans cette hypothèse très pessimiste, la stabilité interne reste assurée de façon marginale (les armatures étant supposées cette fois avoir perdu leur épaisseur sacrifiée).



E) *Étude sismique*

En cas de risque sismique, une étude spécifique est nécessaire. Elle doit tenir compte des facteurs suivants :

Fig. 23

Hypothesis of pore pressure pattern in a reinforced fill dam at the completion stage.

Hypothèse de pressions interstitielles dans un massif de remblai armé, en fin de construction.

| | |
|--------------------------------|--------------------------------|
| (1) Reinforced fill. | (1) Remblai armé. |
| (2) Riprap. | (2) Riprap. |
| (3) Filter. | (3) Filtre. |
| (4) Drain. | (4) Drain. |
| (5) Grout curtain. | (5) Rideau d'étanchéité. |
| (6) Impervious core. | (6) Noyau étanche. |
| (7) Cofferdam. | (7) Batardeau. |
| (8) Facing. | (8) Parement aval. |
| — — — — — Pore pressure level. | — — — — — Ligne de saturation. |

D) Accidental saturation

In this extreme hypothesis, at the end of the dam service life, the structure would no longer be impervious; the filters, drains and joints would be clogged with fines, and an exceptional flood would cause complete saturation of the structure (Fig. 24). Such a situation may not be considered in the case of a classical dam, but it may be sometimes withstood by a reinforced fill dam with no or small extra cost. What may be verified in this highly unlikely case is that minimum internal stability is provided with a reduced safety factor (it being assumed that reinforcements have lost their extra thickness).

Fig. 24

Accidental saturation.

Saturation accidentelle.

| | |
|--------------------------------|--------------------------------|
| (1) Reinforced fill. | (1) Remblai armé. |
| (2) Riprap. | (2) Riprap. |
| (3) Filter. | (3) Filtre. |
| (4) Drain. | (4) Drain. |
| (5) Grout curtain. | (5) Rideau d'étanchéité. |
| (6) Impervious core. | (6) Noyau étanche. |
| (7) Cofferdam. | (7) Batardeau. |
| (8) Facing. | (8) Parement aval. |
| (9) Maximum water level. | (9) Plus hautes eaux. |
| — — — — — Pore pressure level. | — — — — — Ligne de saturation. |

E) Seismic actions

In case of seismic hazard, a specific study must be carried out. This study must take into account the following factors :

a) Le remblai armé voisin de la crête peut être soumis à des accélérations majorées du fait de l'amplification des mouvements du sol par le barrage. Cela peut avoir des répercussions sur la longueur des armatures;

b) Un remblai armé de hauteur élevée peut, près de sa fondation, ne pas avoir le comportement ductile escompté du fait que les armatures peuvent se rompre par traction et non glisser à l'intérieur du remblai.

3.3.8. Sollicitations particulières

Les sollicitations hydrodynamiques, sur les bajoyers du déversoir et sur le pied du remblai armé au-dessous du niveau aval, sont très sévères. Dans ces parties d'ouvrage, tous les éléments (remblai, revêtement, armatures, assemblages...) doivent être étudiés de façon à leur résister efficacement. Parmi les agressions principales on peut citer : les pressions hydrodynamiques élevées, leurs fluctuations rapides, les chocs des corps flottants, les risques d'entraînement de fines, les actions chimiques alternées de l'air et de l'eau... Il est tout d'abord nécessaire d'évaluer de façon réaliste l'effet de ces sollicitations, ce qui doit être fait avec beaucoup de soin et d'esprit critique : il existe de nombreux exemples de barrages classiques où ces sollicitations dynamiques ont été sous-estimées. Il faut ensuite prévoir les dispositions techniques nécessaires pour y faire face et notamment le calibrage des différents constituants.

3.4. PRESCRIPTIONS D'EXÉCUTION

Quelques prescriptions générales sont données ci-après; elles sont illustrées, à titre d'exemple, par des détails supplémentaires sur les dispositions retenues dans les barrages qui ont été réalisés (avec le système « La Terre Armée »).

3.4.1. Prescriptions générales

Elles concernent les trois points suivants : la qualité des matériaux, la construction de la peau et la mise en place des armatures, et enfin le remblai.

A) Matériaux de remblai

Les matériaux utilisés dans le cas d'un barrage sont *a priori* des sols d'origine naturelle (bien que certains matériaux artificiels puissent être acceptés sous certaines conditions). Ils ne doivent pas contenir de matières organiques.

Les autres critères sont les suivants :

– Critère mécanique

Ce critère permet de sélectionner les matériaux qui, mis convenablement en œuvre, présentent des caractéristiques satisfaisantes de frottement avec les armatures. Pour des raisons de commodité, on peut en fait substituer au critère de frottement proprement dit des critères granulométriques où interviennent les passants à 80 microns (ou tamis 200, limite conventionnelle entre les sables et les limons) (*), et à 20 microns, à condition qu'une corrélation correcte ait été établie et agréée (voir 3.4.2).

(*) Dans certains pays, cette limite conventionnelle est 74 microns ou même moins.

a) Reinforced fill located at dam crest level may be subject to increased forces due to amplification of ground level motions by the dam. This may affect the design of reinforcement lengths;

b) High reinforced fills may not behave in a ductile manner near the base of the fill, because the reinforcements in this location may fail in tension rather than by sliding inside the backfill.

3.3.8. Special actions

The hydrodynamic loads, on the spillway side walls and on the lower part of the reinforced fill body submitted to high tailwater levels, are very severe. In these parts every element (backfill, facing units, reinforcements, attachments...) has to be sized to withstand these loads. The main actions are: the high hydrodynamic pressures, their rapid changes, the shocks of the floating bodies, the risk of fines being removed, the alternate chemical action of water and oxygen... First, these actions have to be evaluated in a realistic manner, which requires a great care and a good judgement: indeed there are many examples of conventional dams in which these hydrodynamic actions have been underestimated. Then the adequate measures must be taken, including the proper sizing of every element of the structure.

3.4. CONSTRUCTION REQUIREMENTS

General requirements are given below; they are complemented, as an example, by some details of the requirements usually adopted in the dams which have been built (using the system "Reinforced Earth").

3.4.1. General requirements

They deal with the quality of materials, the erection of the facing and the placement of the reinforcement, and the fill.

A) Fill materials

The materials used in dam construction are assumed to be of natural origin (although artificial material could be accepted under conditions). They must not contain any organic matter.

Other criteria are :

– Mechanical criterion

This criterion makes it possible to select materials that, when suitably placed, result in satisfactory shear-transfer with reinforcing strips. For convenience, the actual shear-transfer criterion is replaced by granulometric criteria limiting the amounts of material smaller than 80 microns (200 sieve, conventional limit between sand and silt) (*) and smaller than 20 microns that may be included in the fill, provided that a proper correlation has been established and agreed with (see 3.4.2).

(*) In some countries, this conventional limit is 74 microns or less.

– *Critères de mise en œuvre*

La dimension des plus gros éléments ne doit pas excéder les deux tiers de l'épaisseur des couches. Il convient en outre de bien contrôler la teneur en eau des matériaux sensibles à l'eau, en suivant pour cela les règles de l'art communes à tous les travaux de mise en remblai, afin d'éviter des difficultés lors du compactage. En fait, les restrictions qui peuvent en résulter suivant la teneur en eau naturelle du remblai et les conditions météorologiques sont souvent plus limitatives que les simples critères de frottement.

– *Critères électrochimiques*

Dans le cas d'armatures métalliques :

La résistivité : La résistivité du matériau de remblai, déterminée dans tous les cas, est mesurée sur le matériau saturé, en suivant une procédure normalisée. Des valeurs minimales sont spécifiées, différentes selon les procédures d'essais et l'exposition de l'ouvrage à l'eau. Ce critère est lié à un éventuel phénomène d'électrolyse et à la corrosion des armatures.

L'activité en ions hydrogène ou « pH » : L'activité en ions hydrogène du sol, également déterminée dans tous les cas, est mesurée dans l'eau extraite du mélange sol-eau. Sa valeur doit être comprise entre 5 et 10.

La teneur en sels solubles : Elle n'est déterminée en principe que pour les matériaux de remblai naturel de faible résistivité et pour les matériaux de remblai d'origine industrielle. Certaines eaux très pures doivent aussi être vérifiées car elles peuvent dissoudre le zinc.

En cas d'utilisation d'autres matériaux, des études appropriées doivent être réalisées en vue de la fixation des critères (pouvant si nécessaire faire appel à la biologie).

B) *Éléments préfabriqués*

Les armatures doivent être conformes à des prescriptions spécifiques établies en fonction de leur nature. Pour les éléments en béton préfabriqués, il faut préciser des tolérances dimensionnelles strictes; les critères de résistance, de pérennité, et de qualité sont ceux qu'on adopte habituellement pour les bétons armés d'ouvrages hydrauliques.

– *Implantation, semelle de réglage*

La semelle située sous le parement est une simple semelle de réglage qui permet d'implanter le parement extérieur du mur. Elle doit être correctement nivelée pour assurer une bonne assise de niveau du pied du parement, et faciliter ensuite la pose de l'ensemble du revêtement.

– *Montage du parement*

Les dispositions essentielles suivantes doivent être respectées :

- vérifier que les éléments mis en œuvre n'ont pas subi de dégradations au cours de leur manipulation;
- prévoir un dispositif permettant au parement de suivre les tassements ultérieurs du remblai;

– *Placement criteria*

The size of the largest material must not exceed two thirds of the layer thickness. It is also advisable to carefully monitor the moisture content of water-sensitive materials by complying with standard practice for filling in order to avert any problems during compaction. Of course, the restrictions which may result depending on the natural water content of the fill and on the rainfalls are often more limiting than the simple shear-transfer criteria.

– *Electrochemical criteria*

For metallic reinforcement :

Resistivity : Fill material resistivity is determined in all cases. It is measured on saturated material, according to a standardized procedure. Minimum values should be specified depending on this procedure and on the exposure of the structure to water. This relates to potential electrolytic action and corrosion of reinforcement.

Hydrogen ion activity or “ pH ” : Soil hydrogen ion activity is also determined in all cases and is measured in the water extracted from the soil-water mixture. Its value must be between 5 and 10.

Soluble salt content : It is determined only for natural backfill material having a low resistivity and for fill material from an industrial origin. Some very pure waters have to be checked because they may dissolve zinc.

For reinforcements made up of any other material, studies have to be carried out in order to define proper criteria (including biological ones if necessary).

B) *Precast components*

Reinforcements have to follow specific requirements depending on their nature. Precast concrete components should comply with strict dimensional tolerances and meet the usual strength, durability, and quality criteria appropriate to exposed reinforced concrete components in hydraulic works.

– *Installation, levelling pad*

The pad located beneath the facing is a simple levelling pad which makes it possible to install the outer facing of the wall. It must be correctly levelled so as to provide a proper setting for the lower part of the facing and to facilitate subsequent installation of the facing.

– *Erection of the facing*

To insure a good subsequent behaviour of the facing, the following precautions must be taken :

- check that no precast element has been damaged during handling;
- provide a system allowing for the subsequent deformability of the facing in order to follow the backfill settlements;

- la pose du parement ne doit jamais être en avance par rapport au remblaiement;
- de fréquents contrôles de verticalité doivent être effectués, avant et après le remblaiement, pour déceler toute tendance au déversement du parement et y remédier à temps.

- *Mise en place des armatures*

Les armatures doivent être posées avec soin sur le remblai compacté. Avant remblaiement d'un lit, toutes les armatures doivent être fixées au parement.

C) *Mise en place des matériaux de remblai*

Le déchargement des matériaux de remblai sur un lit d'armatures qui vient d'être apprêté doit se faire en commençant par le centre des premières armatures rencontrées par l'engin de transport. Les engins de transport ne doivent pas, sans raison majeure, rouler sur le lit d'armatures. Dans le cas où des engins à chenilles sont utilisés, il convient d'en interdire strictement la circulation sur les armatures.

Le réglage doit suivre immédiatement le déchargement; il doit se faire par bandes sensiblement parallèles au parement en commençant par le centre du massif, et en progressant, bande par bande, vers l'arrière du massif. Lorsque la partie arrière de la couche est remblayée, on reprend le réglage de la partie avant en progressant cette fois, bande après bande, du centre du massif vers le parement. Il importe de ne jamais tolérer que le matériau soit poussé perpendiculairement au parement en partant de l'intérieur du massif vers le parement.

Le réglage doit se faire en couches dont l'épaisseur est fonction de l'espace-ment des lits d'armatures. Le recours à un bourrage manuel à la pelle peut être nécessaire autour de la jonction parement/armatures.

Dans le cas de remblaiement avec des matériaux sensibles à l'eau, l'entrepreneur doit prendre les dispositions (pentes transversales et longitudinales, réalisation et entretien d'ouvrages de drainage provisoires, fermeture de la plate-forme, etc.) susceptibles d'éviter toute stagnation d'eaux pluviales sur la plate-forme et leur écoulement par le parement.

D) *Compactage du remblai*

L'opération de compactage a essentiellement pour but de limiter le tassement propre ultérieur du matériau. Elle est également favorable au développement du frottement entre le remblai et les armatures. Les ouvrages doivent être compactés méthodiquement, de façon à obtenir en tout point un taux de compactage égal ou supérieur à 95 % de l'optimum Proctor Normal en distinguant la zone contiguë du parement sur 1 mètre à 1,5 mètre de largeur d'une part, et le cœur du massif d'autre part.

- *Cœur du massif*

Cette zone relève des règles classiques qui définissent les modalités d'utilisation des compacteurs suivant la nature des matériaux mis en œuvre, l'épaisseur des couches, les conditions météorologiques, etc.

Comme pour le réglage, le compactage du cœur du massif doit être exécuté parallèlement au parement en commençant par l'intérieur et en progressant vers le

- avoid raising the facing too far ahead of filling;
- perform frequent checks on verticality before and after the fill operation so as to detect any tilting tendency of the facing and to initiate the necessary remedial steps.

- *Reinforcement placement*

The reinforcement placement should be laid carefully on the compacted fill. Prior to filling a course, all the reinforcements should be adequately tied to the facing.

C) *Fill placement*

The discharging of fill materials onto a reinforcement layer which has just been prepared must be done beginning at the center of the first reinforcement encountered by the haulage machine. Unless there is absolute necessity, haulage machines must not operate on the reinforcements. If crawler machines are used, they must be strictly forbidden to come into contact with reinforcements.

Spreading must occur immediately after discharging; it has to be done in strips fairly parallel with the facing by starting at the fill center and by advancing strip by strip to the rear of the fill. When the rear part of the layer has been filled, spreading of the front part is resumed, this time by progressing strip by strip, from the fill center to the facing. The material must never be allowed to be pushed in a direction perpendicular to the facing by starting from within the fill to the facing.

Spreading must be done in layers with a thickness suitable for the vertical spacing of reinforcement layers. Manual filling with a shovel may be required especially at the facing/reinforcement junction.

As regards filling with water-sensitive materials, the contractor must take the necessary measures (transversal and longitudinal slopes, building and maintenance of temporary drainage works, closing of fill surface, etc.) in order to avoid any stagnation of rain water on the fill surface and its flow through the facing.

D) *Fill compaction*

Fill compaction reduces subsequent settlement of the material. It also favours the development of shear-transfer between the earth and reinforcements. Structures must be compacted methodically in order to obtain at all points a compaction rate greater than or equal to 95 % of the Standard Proctor Optimum. One should consider separately the zone adjoining the facing over a width of 1.0-1.5 m from the facing, and the fill body.

- *Fill body*

This area comes under conventional rules which define the use of compactors according to the nature of the materials placed, layer thickness, meteorological conditions, etc.

As for spreading, compaction of the fill body must be performed in a direction parallel with the facing by beginning inside and then progressing toward the facing.

parement. Il convient également de veiller à ce que les compacteurs vibrants ne circulent pas sur les armatures. Pour les mêmes raisons, il y a lieu de ne pas agréer d'engins de compactage à pieds de mouton.

- Zone de 1 m à 1,50 m contiguë du parement

Il convient d'imposer pour le compactage de cette zone des compacteurs vibrants plus légers, dont le poids par centimètre de génératrice est compris entre 60 N et 80 N, quitte à augmenter le nombre de passes ou à réduire de moitié l'épaisseur des couches.

D'une manière générale, mais surtout dans les zones proches du parement, il importe d'arrêter immédiatement le compactage dès que l'on observe l'apparition d'un phénomène de « matelassage » afin d'éviter toute déformation du parement.

3.4.2. Détails de prescriptions dans le cas du système « La Terre Armée »

Les différents critères renvoient à des modes opératoires normalisés décrits en particulier par les Recommandations et règles de l'art pour les ouvrages en « Terre Armée », du Ministère Français des Transports (Bibl., 5.2.2.).

A) Critère mécanique

Concernant la corrélation entre granulométrie et coefficient de frottement, quatre catégories principales de matériaux ont été définies : matériaux drainants, granulaires, intermédiaires ou fins. L'emploi de ces derniers, contenant plus de 40 % de passant à 20 microns et pourvus d'un indice de plasticité supérieur à 30, est en principe exclu dans un ouvrage en « Terre Armée » et, en général, on évite l'emploi de matériaux comprenant plus de 10 % de fines inférieures à 20 microns.

B) Critère de mise en œuvre

L'épaisseur des couches de remblai est de 0,375 mètre (demi-espacement des lits d'armatures).

C) Résistivité

Elle est mesurée sur le matériau saturé, après une heure de contact sol-eau à 20 °C. En principe, on considère qu'une résistivité supérieure à 5 000 V-cm évite tout problème pour un ouvrage à longue durée de service, à condition que les autres prescriptions (agressivité du milieu, épaisseur sacrifiée,...) soient suivies.

D) Teneur en sels dissous

Elle n'est déterminée en principe que pour les matériaux de remblai naturel de résistivité comprise entre 1 000 et 5 000 V-cm, et pour les matériaux de remblai d'origine industrielle. Les prescriptions portent sur les teneurs en ions $[Cl^-]$ et $[SO_4^{2-}]$, mesurées sur de l'eau extraite d'un mélange sol-eau. On peut avoir, en outre, à vérifier la teneur en sulfures, si l'origine du matériau en laisse supposer la présence. Pour ces derniers, il convient aussi, mais seulement en cas de doute, de vérifier que les remblais ne contiennent pas de matières organiques et d'y contrôler l'absence d'activité biologique.

Care should also be taken so that vibratory compactors do not contact the reinforcement. It is also advisable for the same reasons not to use sheepfoot rollers for fill compaction.

– *1.0-1.5 m zone adjoining facing*

This zone should be compacted with lighter vibratory compactors whose weight per centimetre of roller length is between 60 N and 80 N which may mean increasing the number of passes or reducing the layer thickness by half.

Generally speaking, but especially in the areas near the facing, compaction must be stopped immediately if one observes a “heaving” phenomenon, in order to avoid any facing deformation.

3.4.2. Details in the case of the “Reinforced Earth” system

Various criteria refer to standardized procedure described in depth in the Recommendations and Standard Practice for “Reinforced Earth” Structures issued by the French Ministry of Transports (Bibl. section 5.2.2.).

A) *Mechanical criterion*

Concerning the correlation between granulometry and shear-transfer criterion, four main material categories have been defined : pervious, granular, intermediate or fines. Fines, having more than 40 % passing at 20 microns, and a plasticity index > 30 , are not normally used in “Reinforced Earth” structures, and generally the materials with more than 10 % of fines passing at 20 microns are avoided.

B) *Placement criterion*

The thickness of the fill layers is 0.375 m (semi-spaces of reinforcements layers).

C) *Resistivity*

It is measured on saturated material, following one hour of soil-water contact at 20 °C. As a rule, a resistivity greater than 5 000 $\Omega\cdot\text{cm}$ is considered as avoiding any problem for a long life structure, provided other requirements (environment aggressivity, extra thickness,...) are met.

D) *Soluble salt content*

As a rule, it is determined only for natural fill materials when their resistivity is between 1 000 $\Omega\cdot\text{cm}$ and 5 000 $\Omega\cdot\text{cm}$, and for fill materials of industrial origin. The chloride concentration $[\text{Cl}^-]$ and sulphate concentration $[\text{SO}_4^{--}]$ are measured in water extracted from the soil-water mixture. It may also be necessary to check the sulphide content if material is thought to contain sulphide due to its origin. For the latter, it is also advisable, but only in case of doubt, to check that the fill contains no organic matter and to make sure that there is no biologic activity.

E) *Éléments préfabriqués (armatures, écailles de parement, assemblages, joints)*

La Société « La Terre Armée » a établi des fiches techniques qui définissent les caractéristiques détaillées et les tolérances.

F) *Montage des écailles de parement*

Pendant la pose, le parement est bloqué à l'aide de coins de bois et de serre-joints qui sont ensuite enlevés progressivement (en laissant en place les trois rangs supérieurs).

Une seule rangée d'écailles est mise en place en avance sur le remblai. Le remblaiement devant la fiche du mur (côté aval) est effectué avant que l'ouvrage atteigne 3 mètres de haut.

Dans la plupart des cas, un géotextile doit être placé contre les joints des écailles côté remblai, afin d'éviter toute perte de matériau.

G) *Mise en place des armatures*

Les armatures doivent être posées à plat sur le remblai. Avant remblaiement d'un lit, toutes les armatures doivent être boulonnées aux amorces avec un serrage suffisant pour assurer le contact de l'armature avec l'amorce.

3.5. MÉTHODES DE CONSTRUCTION

Dans tous les cas, la construction d'un ouvrage en remblai armé doit être envisagée avant tout comme un chantier de terrassement, où le montage du parement doit accompagner sans heurt le rythme d'approvisionnement, de mise en œuvre et de compactage des remblais. Le volume des remblais, armés ou non, c'est-à-dire la largeur de l'ouvrage dans le cas d'un barrage, est donc un facteur déterminant de l'organisation du ou des ateliers de montage des éléments préfabriqués.

D'une manière générale, et surtout pour les ouvrages d'une certaine ampleur, le caractère répétitif d'un chantier de remblai armé fait que son bon déroulement dépend avant tout de sa préparation, de sa coordination, en un mot de son organisation.

A la fin de plusieurs des paragraphes suivants, quelques détails sont donnés à titre d'exemple sur les dispositions généralement adoptées dans le système « La Terre Armée ».

3.5.1. Préparation

A) *Agrément des matériaux de remblai*

Il faut décider suffisamment tôt de la provenance des matériaux de remblai, vérifier que leurs caractéristiques répondent aux spécifications et s'assurer qu'ils seront disponibles en quantité suffisante, avec une qualité constante.

Il importe d'avoir, avant la phase de travaux proprement dite, une connaissance suffisante des matériaux pour qu'au cours de l'exécution, l'examen visuel

E) *Precast components (reinforcements, facings, bolts, joints)*

The Company “The Reinforced Earth ” has issued data sheets which define both detailed characteristics and tolerances.

F) *Facing erection*

During installation, the facing is locked by using wooden wedges and clamps, which are removed gradually (while leaving three rows in place).

Not more than one course of panels is placed in advance ahead of backfilling. The backfill in front of the toe of the wall is completed before the structure reaches a height of 3 metres.

In most cases, a geotextile should be placed over all joints on the backfill side of the panels, in order to avoid any loss of material.

G) *Reinforcement placement*

The reinforcing strips must be laid flat on the compacted fill. Prior to filling a course, all reinforcements must be bolted to the tie-strips and adequately tightened to ensure reinforcement contact with flanges of the tie-strip.

3.5. CONSTRUCTION METHODS

In every case, the construction of a reinforced fill structure must be planned first of all as an earthwork, where the facing must be erected smoothly, at the same rate as the supply, placement and compaction of fill zones. The amount of reinforced or unreinforced zones, i.e. the width of the structure in the case of a dam, is therefore a determining factor of the conditions in which precast component erecting team(s) must be set up.

Generally speaking, and especially for fairly large structures, the repetitive feature of a reinforced fill work means that its satisfactory progress depends above all on its preparation and coordination, in short, on its organization.

Some details are given, as examples, on the construction methods of the “Reinforced Earth ” system, at the end of several of the following sections.

3.5.1. Preparation

A) *Approval of fill materials*

One must decide early enough from where the fill materials are to be procured, check that their characteristics meet specifications and make sure that they will be available in sufficient quantity, and with constant quality.

It is important before the actual construction phase to have an adequate knowledge of materials so that visual examination by a specialist (whose evaluation

d'un spécialiste (pouvant être, le cas échéant, confirmé par quelques essais courants) suffise à identifier les remblais mis en œuvre.

B) Matériel d'exécution

Le matériel utilisé est celui d'un chantier de terrassement d'importance moyenne. Il est complété par les moyens de manutention (relativement légers et courants) nécessaires à la mise en place des armatures et éléments de parement.

C) Aire de stockage

Il est nécessaire de disposer d'une aire de stockage pour les éléments de parement et les armatures, qui permette d'avoir environ huit jours d'avance sur les besoins du chantier. Cette aire doit être commodément accessible en toute circonstance aux camions d'approvisionnement.

Les armatures et éléments de parement doivent être entreposés avec soin et ordre, pour réduire les risques d'avaries accidentelles.

Cas du système « La Terre Armée » :

Le matériel de chantier comprend les accessoires nécessaires au montage des éléments préfabriqués : élingues, palonniers, gabarits, coins de bois, serre-joints...

Le chantier est approvisionné par des semi-remorques de 20 à 30 tonnes.

Les écailles sont stockées par piles de quatre ou cinq. La première est isolée du sol par des bastaings, les suivantes sont séparées par d'autres bastaings ou des cales en bois, pour protéger les amorces.

Les armatures sont livrées par bottes de 50 de même type et même longueur (11 m au maximum en principe) de masse inférieure à 1 500 kg. Elles sont également stockées sur des bastaings.

3.5.2. Construction

A) Terrassement général préliminaire

Le terrain en place est d'abord excavé jusqu'aux différents niveaux inférieurs du parement prévus sur les plans, en réalisant des terrasses dont la largeur correspond à la longueur des armatures. Chacune de ces plates-formes doit être portée à son niveau définitif, et la conformité au projet doit être vérifiée, avant que commence la pose du parement. Cette conformité doit concerner en particulier la qualité de la fondation.

B) Implantation et semelle de réglage

Comme on l'a vu au paragraphe 3.4.1, l'essentiel est que cette semelle soit bien nivelée.

Sur terrain meuble, la semelle est normalement réalisée dans une simple saignée qu'on remplit de béton (quelques dizaines de litres de béton par mètre linéaire). Sur un terrain accidenté, rocheux, comme on en rencontre sur un site de barrage, ou sur un sol d'éboulis, cette saignée peut avoir une forme beaucoup moins régulière et nécessiter quelques centaines de litres de béton par mètre.

can be confirmed by standard tests, if necessary) will be enough to identify the material used.

B) On-site equipment

Means of transport and procurement are similar for a medium size earthwork. In addition, handling equipment (rather light and common) are required for the placement of the reinforcement and of the facing elements.

C) Storage area

A storage area will be needed for the reinforcement and facing elements, in order to meet site requirements for about eight days. This area must be conveniently accessible at all times to the trailers which supply the construction site.

Reinforcements and facing elements should be stacked with order and care, to avoid any accidental damage to them.

Case of the “ Reinforced Earth ” system :

The on-site equipment comprises ancillary tools such as slings, lifting beams, setting gauges, hard wood wedges, clamps...

The supplying trailers must have a 20 to 30 ton carrying capacity.

Panels are stacked in piles of four or five, the first one kept from the ground by timber dunnage, the others separated by other dunnage or wooden wedges so that the tie-strips are protected.

The reinforcements are transported in bundles of 50 of the same type and length (maximum 11 m as a rule) weighing under 1 500 kg. They are also stored on timber dunnage.

3.5.2. Construction

A) Preliminary general earthwork

The existing ground is first excavated down to the various facing lower levels provided on the drawings, by making terraces whose width corresponds to the length of reinforcements. The foundation should be inspected to be sure it conforms to design criteria, including quality criteria. Each platform level must be completed before placing the first facing elements.

B) Installation and levelling pad

As seen in section 3.4.1, it is important that this pad be flat and well levelled.

In soil ground, the pad is made in a simple incision filled up with concrete (some dozen litres of concrete per linear metre). In rough, rocky ground as encountered on a dam site or in scree ground, this incision may have a much less regular shape and require several hundred litres of concrete per metre.

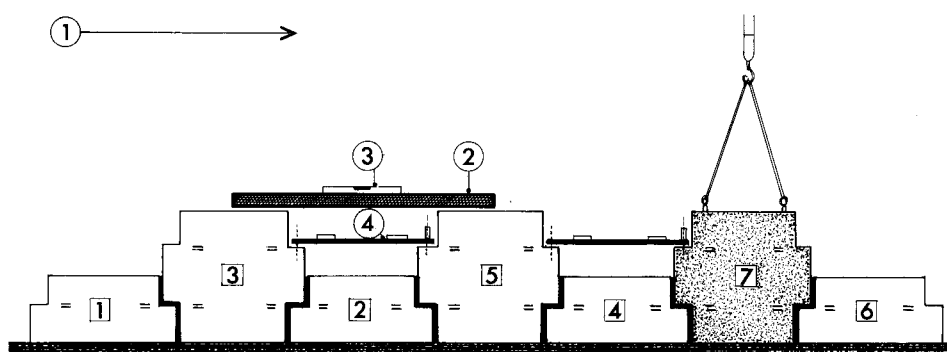
Un soin particulier doit être apporté à la confection de la semelle là où elle présente des décrochements de niveau. Les redans doivent être généralement coffrés.

L'alignement extérieur du parement est matérialisé par un trait tracé sur la semelle de réglage. La construction de l'ouvrage commence ensuite sur le niveau le plus bas de la semelle. Quand le parement doit se raccorder à un ouvrage déjà construit, tel qu'un ouvrage de vidange, le montage doit commencer en ce point de raccordement, à moins que ce ne soit pas un point bas. Dans ce cas, il faut contrôler avec soin la distance entre le point de démarrage et le point de raccordement, ou effectuer un montage « à blanc ».

C) Montage du parement

Le montage du parement dépend essentiellement du système de remblai armé utilisé.

Dans le système « Terre Armée », la mise en place du premier rang commence par deux demi-écailles inférieures entre lesquelles on vient placer ensuite une écaille entière. Elle se poursuit en avançant suivant le même principe qu'on pourrait illustrer ainsi : trois pas en avant : une demi-écaille; un pas en arrière : une écaille entière (Fig. 25).



A chaque étape, l'horizontalité, l'espacement, l'aplomb sont soigneusement contrôlés. Des coins sont mis en place entre les épaulements des écailles, et des serre-joints aux angles des créneaux pour les caler et solidariser provisoirement. Ensuite, les écailles du premier rang sont étayées du côté extérieur pour qu'elles ne se renversent pas sous la poussée des premières couches de remblai (Fig. 26).

Special care must be taken in making the pad at points where there are horizontal steps. These steps must generally be formed.

The outer alignment of the facing is shown by a line drawn on the levelling pad. Then the building of the structure begins at the lowest level of the levelling pad. When the facing must be bonded to an already built structure, such as an outlet works, erection must begin at this connection point or otherwise at a lower point. In this case, the distance between the starting point and the connecting point must be checked with care, or a test erection carried out.

C) Facing erection

The facing erection strongly depends on the system which is used.

In the "Reinforced Earth" system, the installation of the first course of panels begins with two lower half-panels between which a full panel is then placed. Erection continues by following the same principle: three steps forward: a half-panel; one step backward: a full panel (Fig. 25).

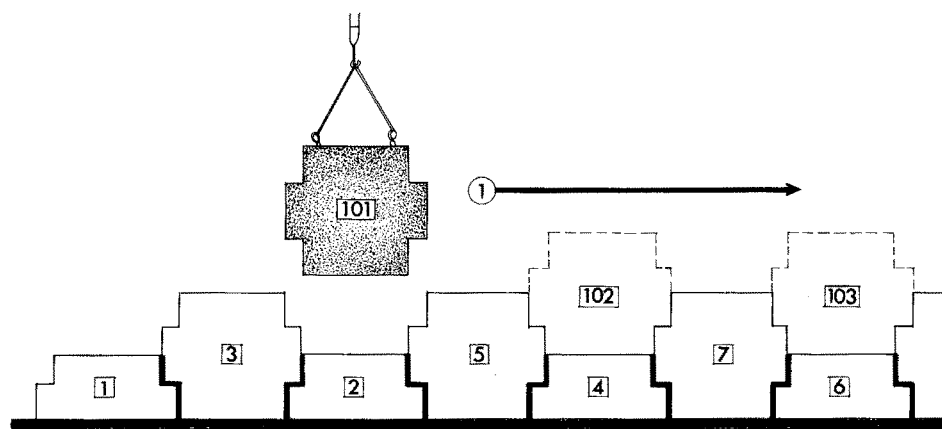
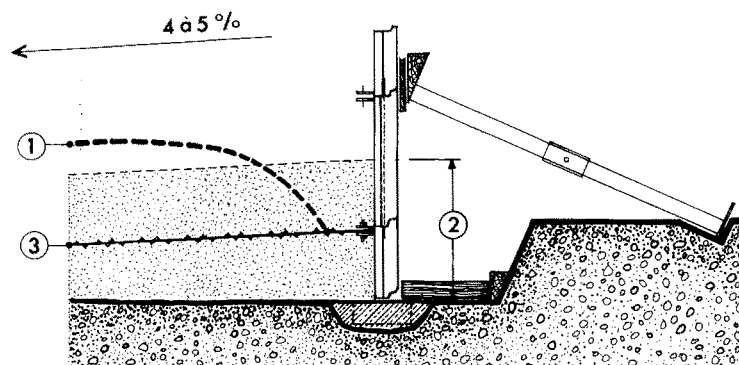
Fig. 25

Using the spacer bar and the level.

Utilisation du gabarit et du niveau.

- | | |
|--|--|
| (1) Direction of construction. | (1) <i>Sens de la construction.</i> |
| (2) Ruler. | (2) <i>Règle.</i> |
| (3) 4-feet level. | (3) <i>Niveau à bulle.</i> |
| (4) Spacer bar to be left in place during placement of panel n° 7. | (4) <i>Gabarit à laisser en place pendant la pose de l'écaille n° 7.</i> |

Horizontality, spacing and perpendicularity are carefully checked at each stage. Wedges are set in place between the panel shoulders and clamps at the angles of the opening in order to fix and join them temporarily. The first course panels are then braced on the outer side so that they do not overturn under pressure of the first backfill layers (Fig. 26).



Le montage se poursuit en alternant les opérations suivantes : régalage et compactage d'une couche de remblai, pose d'un rang d'armatures, mise en œuvre d'une couche de remblai, pose des joints et plaques d'appui entre écailles, enclenchement de nouvelles écailles dans les créneaux (Fig. 27), mise en place des serre-joints et des cales, et ainsi de suite, toujours avec les mêmes contrôles de niveau, verticalité et espacement. A partir du deuxième rang d'écailles, les étais ne sont plus nécessaires, ces écailles étant solidarisées momentanément avec celles qui les précèdent et qui sont déjà remblayées et reliées aux armatures.

Les armatures sont mises en place perpendiculairement au parement, entre les pattes de l'amorce, et boulonnées avec l'écrou en haut. Le serrage se limite à mettre les pattes de l'amorce au contact de l'armature.

D) Remblaiement

Les remblais sont réalisés par couches, en principe sur toute la largeur du barrage. Quand des matériaux drainants sont prévus derrière le parement, ces matériaux calibrés sont mis en place les premiers, avec un tracto-pelle, et leur réglage est achevé à la main.

Fig. 26

Panels first course.

Premier rang d'écailles.

- (1) Fill before levelling.
- (2) Lowest half-panel height.
- (3) Reinforcement.

- (1) *Remblai avant réglage.*
- (2) *Hauteur des demi-écailles basses.*
- (3) *Armatures.*

Fig. 27

Panel placement for second course.

Mise en place du second rang d'écailles.

Numbers in the panels show order of placement.

Les numéros dans les écailles indiquent l'ordre de mise en place.

- (1) Direction of construction.

- (1) *Sens de la construction.*

Erection proceeds by alternating the following operations: spreading and compaction of a fill layer, placement of a row of reinforcements, placing a layer of fill, placing joints and bearing blocks between panels, fitting of new panels into openings (Fig. 27), placement of clamps and wedges, and so on, always with the same alignment, verticality and spacing checks. Braces will no longer be needed after the initial course of panels, as the panels in the second course are temporarily attached to the previous ones which have been backfilled and connected to the reinforcements.

The reinforcements are positioned perpendicular to the facing, between the tie-strip lugs, and bolted with the nut at the top. Tightening is limited to placing the lugs in contact with the reinforcement.

D) *Filling*

As a rule, fill is placed in layers, over the entire width of the dam. When pervious materials are to be used behind the facing, these selected materials are placed the first with a front-end loader, and then spread by hand.

Le remblai est réglé avec une pente vers l'arrière de l'ordre de 4 %, au moins sur la largeur du massif en remblai armé jusqu'au drain arrière ou jusqu'à un fossé provisoire, de manière à assurer à tout moment l'assainissement de la plate-forme.

Dans le système « La Terre Armée », l'épaisseur des couches est de 0,375 m.

E) Cadences

Les rendements obtenus dépendent essentiellement des conditions de mise en œuvre du remblai. Ils sont liés aussi à la possibilité éventuelle de dissocier les opérations. On peut exploiter une telle possibilité sur les chantiers de grande longueur, en ayant par exemple trois ateliers qui se suivent et avancent avec un décalage d'une vingtaine de mètres : un poste de pose et de réglage du parement, un poste de mise en place des armatures, un poste de remblaiement et de compactage.

Les cadences peuvent varier aussi selon les difficultés d'exécution propres à certains chantiers où le terrain est plus ou moins accidenté, où des pistes d'accès provisoires obligent à laisser des ouvertures dans le parement, etc.

Dans le système « La Terre Armée », les surfaces de parement réalisées peuvent varier entre 30 m² et 100 m² par jour et par équipe, celle-ci comptant cinq hommes dans le premier cas, six ou sept dans le second. La cadence moyenne correspond à peu près à une heure de main-d'œuvre par mètre carré. La pose des armatures ne nécessite, elle, que 0,02 heure par mètre linéaire d'armature.

3.6. ESSAIS ET CONTRÔLES D'EXÉCUTION

Les essais et contrôles en cours d'exécution sont essentiellement de trois ordres :

- le contrôle de la conformité des éléments préfabriqués (armatures et parements);
- le contrôle de la qualité du remblai et de son compactage;
- le contrôle de la qualité du montage.

Il y a tout intérêt à mettre à profit les techniques d'assurance-qualité.

Comme dans le sous-chapitre 3.5., certaines des recommandations ci-après sont illustrées par les pratiques du procédé « La Terre Armée ».

3.6.1. Éléments préfabriqués

Les armatures et les éléments de parement sont généralement produits en usine, en dehors du chantier. La majeure partie des essais et contrôles s'effectue donc au lieu même de production, sous la responsabilité du fournisseur. Bien entendu, le maître d'ouvrage peut faire procéder lui-même en usine à d'autres contrôles sur les produits qui lui sont destinés. D'autres vérifications sont faites sur le chantier, au lieu d'emploi, après le transport et la manutention des éléments.

A) Armatures

Le contrôle de qualité est effectué en continu et de manière statistique, tout au long du processus de fabrication. Dans le cas d'armatures en acier galvanisé, ce processus concerne une usine sidérurgique, un atelier de confection et un galvanisateur. Les principaux contrôles portent sur les dimensions, les caractéristiques mécaniques et chimiques de l'acier (teneur en silicium notamment), la galvanisation.

The fill is adjusted with a backward slope of about 4 %, at least over the width of the reinforced fill up to the rear drain or up to a temporary drain, so that platform drainage is obtained at all times.

In the " Reinforced Earth " system, the layer thickness is 0.375 m.

E) *Speed of erection*

The outputs obtained mainly depend on fill placement conditions. They are also tied in with the possibility of separating the operations that can be carried out on very long sites, by having for example three successive teams advancing some twenty metres apart : a facing setting and levelling crew, a reinforcement placement crew, a backfilling and compaction crew.

Rates may also vary depending on the execution difficulties in certain sites where the ground is rough, where temporary access tracks make it necessary to leave openings in the facing, etc.

In the " Reinforced Earth " system, the facing areas erected may vary between 30 m² and 100 m² per day and per crew, the latter including five men in the first case and six or seven in the second. The mean rate for panel placement is approximately one hour of manpower per square metre. Reinforcing strip placement requires only 0.02 h per reinforcing strip linear metre.

3.6. TESTS AND CONSTRUCTION CHECKS

The tests and construction checks deal mainly with three items :

- check of conformity of precast components (reinforcement and facing);
- check of quality of fill and compaction;
- check of quality of erection.

Quality assurance techniques can be used with great benefit.

As in section 3.5, some of the following recommendations will be illustrated with practices of the " Reinforced Earth " system.

3.6.1. Precast components

The reinforcement and facing elements are generally produced in factory, outside the site. Most of the tests and checks are therefore performed at the manufacturing premises, under the responsibility of the supplier of these elements. Of course, the owner can have other in-factory inspection carried out on the products he is to receive. Other checks are made on the site, following transport and handling of the components.

A) *Reinforcement elements*

Quality control is carried out on a continuous and statistical basis throughout the manufacturing process. In the case of galvanized steel reinforcement, this process involves an ironworks, a workshop and a galvaniser. The main tests deal with dimensions, mechanical and chemical characteristics of the steel (silicon content), and zinc thickness.

B) *Éléments de parement*

Les essais et contrôles sont adaptés au système de remblai armé utilisé.

Dans le cas de « La Terre Armée », les écailles sont fabriquées dans des moules métalliques spéciaux mis à la disposition du préfabricant par la société titulaire du brevet. Les dimensions de ces moules sont vérifiées périodiquement au moyen de gabarits pour assurer une fabrication conforme aux tolérances.

Le béton des écailles préfabriquées fait l'objet des études de convenance et des contrôles de fabrication classiques. Des contrôles portent aussi sur la position des ferraillements, sur la mise en œuvre du béton, sur les opérations de traitement thermique et de cure, etc.

A la réception sur le site, on s'assure que les écailles sont exemptes de fissures ou d'épaufrures, qu'elles sont effectivement d'une teinte relativement uniforme, et que leurs amorces ne sont pas pliées. Quand les écailles sont livrées et manutentionnées par paquets jusqu'au moment de leur mise en place, cette vérification ne peut se faire qu'immédiatement avant la pose, ce qui rend d'autant plus nécessaire l'auto-contrôle en usine.

3.6.2. Remblai et compactage

A) *Caractéristiques mécaniques*

Le contrôle de la qualité du remblai doit être assuré périodiquement au fur et à mesure de la montée du massif. Il comporte la vérification de l'homogénéité de l'approvisionnement par des mesures des critères pratiques définis lors des essais d'agrément du matériau (limites d'Atterberg ou équivalent de sable, analyses granulométriques ou sédimentométriques pour vérifier les passants à 80 et 20 microns) (*).

La fréquence des contrôles est à apprécier d'abord suivant la nature du matériau. Elle est de l'ordre de une vérification pour un à quelques milliers de mètres cubes.

B) *Caractéristiques électrochimiques (cas des armatures métalliques)*

Les contrôles à exécuter dépendent du type d'armatures.

Dans le cas du système « La Terre Armée », on procède à des contrôles réguliers de la résistivité du remblai, paramètre très significatif et facile à mesurer.

C) *Contrôle de la teneur en eau et de la mise en œuvre*

Les essais à effectuer suivent les spécifications courantes pour les remblais et en particulier pour les barrages en terre. La teneur en eau des matériaux sensibles à l'eau est notamment comparée, journallement ou tous les quelques centaines de mètres cubes, à la teneur en eau optimale.

En ce qui concerne le contrôle du compactage, on a le choix entre deux méthodes courantes :

(*) Voir note du paragraphe 3.4.1 sur la limite conventionnelle de 80 microns.

B) *Facing elements*

Tests and checks are adapted to the facing system.

In the “ Reinforced Earth ” system, the panels are made in special permanent moulds placed at the disposal of the manufacturer by the “ Reinforced Earth ” process licence-holding firm. The sizes of these moulds are checked periodically with gauges to make sure that fabrication conforms to tolerances.

Acceptance studies and conventional fabrication inspection are carried out on the precast panel concrete. Checks of reinforced steel positioning, concrete placement, and heat treatment and curing operations, etc., are also performed.

Once the panels arrive on the site, a check is made to see that they are free from cracks or spalls, that their colour is relatively uniform and that their tie-strips are not bent. When the panels are delivered and handled in bundles up to the time of placement, this check can only be made just before positioning, which makes in-factory inspection all the more necessary.

3.6.2. **Filling and compaction**

A) *Mechanical characteristics*

Fill quality control must be carried out periodically during erection of the reinforced fill mass. This includes checking the homogeneity of supply against practical criteria defined during material acceptance tests (Atterberg limits or sand equivalent, grading or sediment analyses to check passings at 80 and 20 microns) (*).

Inspection frequency depends on the nature of the material. Testing is usually performed once for every one to several thousand cubic metres of material placed.

B) *Electrochemical characteristics (case of metallic reinforcement)*

The tests to be performed vary according to the type of reinforcement.

In the case of the “ The Reinforced Earth ” system, the fill resistivity is regularly checked because it is a suitable parameter, easy to be measured.

C) *Moisture content and placement testing*

The tests to be performed concern current specifications for embankments and in particular for earth dams. The moisture content of water-sensitive materials is compared daily or every several hundred cubic metres with the optimum moisture content.

As regards control of compaction, one can choose either of two methods :

(*) See the footnote in section 3.4.1, on the conventional limit of 80 microns.

– soit vérifier périodiquement qu'on a bien atteint un pourcentage minimum de la densité de référence définie par l'essai Proctor normal (en général 95 %), et pour les sols sensibles à l'eau qu'on est à l'intérieur d'une fourchette de tolérance pour le degré de saturation. Dans ce cas, on prévoit une mesure de densité en place et de teneur en eau pour quelques centaines de mètres cubes, et un essai Proctor pour quelques milliers de mètres cubes;

– soit imposer des règles d'utilisation des engins de compactage et en vérifier le respect par la lecture des enregistrements de vitesse et de distance parcourue effectués par les compteurs montés sur ces engins. Le rapport entre le volume compacté et la surface effectivement balayée est contrôlé pour chaque couche. Cette méthode est applicable seulement aux chantiers importants.

Ces règles d'utilisation sont souvent précisées après la réalisation d'une planche d'essai. Elles doivent être spécifiées pour le cœur du massif et pour la zone voisine du parement (1 à 1,5 m).

3.6.3. Contrôle du montage

Les vérifications portent d'abord, et régulièrement, sur la conformité aux plans d'exécution pour ce qui concerne les sections, les nombres d'armatures et les types d'éléments de parement. Ce contrôle est particulièrement important puisqu'il conditionne le bon comportement du massif de remblai armé et que, les phases de mise en place des éléments et de remblaiement se succédant très vite, ce contrôle ne peut être fait que de façon continue pendant les travaux. Il convient en particulier de vérifier que les remblais ne sont mis en place qu'après fixation correcte des armatures.

3.7 COÛTS

On donne ci-après seulement quelques indications sur l'expérience des barrages en « Terre Armée » qui ont été construits.

D'une façon générale, les économies qu'on peut réaliser en utilisant le remblai armé sous forme de barrage déversant proviennent, d'une part, de ce qu'il rend inutiles les évacuateurs de crue latéraux, d'autre part, de ce qu'il permet de supprimer la moitié aval de l'ouvrage. Ceci se traduit par une diminution du volume de matériaux nécessaires, mais aussi par le raccourcissement d'un certain nombre d'ouvrages annexes tels que les dérivations provisoires, les conduites de prise d'eau et de vidange, etc. Ces économies sont évidemment à mettre en balance avec le coût propre du remblai armé (pour l'essentiel la fourniture et la mise en place des armatures et du parement) et celui des ouvrages complémentaires comme le déversoir de crête et la fosse de dissipation.

Les barrages déversants en remblai armé sont encore trop peu nombreux et leurs tailles sont trop différentes pour qu'on puisse prétendre indiquer avec précision l'économie à attendre. En fait, chaque exemple constitue encore un cas particulier, où des éléments propres au projet, au site, sinon à l'entrepreneur, peuvent avoir autant de poids dans l'économie globale que les postes que nous avons énumérés.

- check periodically that the minimum percent of the reference density defined by the standard Proctor test (generally 95 %) has been obtained, and that the degree of saturation for water-sensitive soils is within the tolerance range. This will require performing density and moisture content tests every several hundred cubic metres, and Proctor tests every several thousand cubic metres;

- or lay down rules for the use of compaction equipment and check their compliance by reading the recordings of speed and distance covered made by meters mounted on this equipment. The ratio between the volume compacted and the area effectively covered is checked for each layer. This method is suitable only for large works.

These rules are often defined after a test embankment has been constructed. They should be established for both zones of fill body and 1.0-1.5 m zone adjoining the facing.

3.6.3. Erection inspection

Regular checks should be made to ensure that the drawings for construction are complied with as regards dimensions, number of reinforcements and types of facing elements. This check is of prime importance as it conditions the satisfactory behaviour of the reinforced fill, and as the facing and fill placement phases occur very quickly one after the other, this check must be performed on a continuous basis during construction. Care must be taken to see that fill is placed only after reinforcement has been properly placed and tied.

3.7 COSTS

Only some indications concerning the “ Reinforced Earth ” dams which have been built are given below.

Generally speaking, the savings obtained from using reinforced fill as a spill dam result from the fact that it eliminates the need for lateral spillways and does away with the downstream half of the structure where used. This means reduction in the amount of material required and also the shortening of a number of structures such as diversion tunnels, intake and drawoff pipes, etc. Such savings obviously have to be weighed against the cost of reinforced fill (mostly for the supply and placing of reinforcement and facing) and of additional structures, such as the crest spillway and the energy dissipator.

The small number of reinforced fill spill dams in operation and their varied sizes make it difficult to accurately assess the real savings to be expected. Each example is still a particular case in itself, where specific aspects regarding the project, the site or the contractor may have as much impact on the overall cost as would the items that have already been mentioned.

Pour le petit barrage de Trepanier Creek au Canada (4,30 m de hauteur), on a estimé par exemple que la réalisation du projet en « Terre Armée » avait conduit à un gain d'environ 30 % par rapport à la digue en terre conventionnelle.

Au Vallon des Bimes en France (9,30 m de hauteur), l'économie est approximativement du même ordre, d'autant plus que la construction d'un évacuateur latéral n'aurait pas été sans poser de grandes difficultés, en raison de la topographie.

Aux États-Unis, l'ensemble de l'aménagement de Taylor Draw (y compris les acquisitions de terrain) est revenu à environ 13 millions de dollars dont 4,7 pour la construction du barrage proprement dit (de 22,50 m de hauteur). On estime que l'emploi de la « Terre Armée » a permis d'économiser 1 à 1,5 million de dollars (soit 15 à 25 %) par rapport à la solution classique prévue avec un évacuateur de crue équipé d'une vanne segment.

Dans le cas du barrage de Lake Sherburne aux USA (qui n'est pas un ouvrage déversant), le double mur en « Terre Armée » construit au sommet du barrage existant a été comparé à d'autres types de mur, d'une conception compatible avec ces conditions particulières de fondation et de stabilité. L'avantage de la « Terre Armée » a été estimé à 35 % environ; il est dû pour une bonne part au fait que l'ouvrage pouvait être ainsi construit en une seule saison au lieu de deux.

Dans la partie du coût qui est spécifique de la « Terre Armée », les dépenses se répartissent approximativement de la façon suivante, pour un barrage de 15 mètres de hauteur (à l'exclusion du coût du remblai) :

- fourniture des éléments de parement : 25 %;
- fourniture des armatures et accessoires : 50 %;
- transport : 10 %;
- montage : 15 %.

La proportion du coût des armatures s'accroît lorsque la hauteur du barrage augmente.

Les chiffres ci-dessus sont fondés sur l'expérience des quelques barrages construits en « Terre Armée ». Des économies comparables pourraient sans doute être obtenues avec d'autres procédés de remblai armé.

3.8. COMPORTEMENT EN EXPLOITATION – CONTRÔLES

On ne considérera ici le comportement et les contrôles que dans la mesure où ils sont spécifiquement liés à la structure en remblai armé. Il va de soi que les parties d'ouvrage non liées à la présence du remblai armé doivent se comporter et être contrôlées comme dans un autre barrage.

3.8.1. Comportement normal

Tel qu'il doit découler d'études et d'une réalisation adéquates, le comportement d'un barrage en remblai armé doit se caractériser principalement de la façon suivante :

For example, the construction of the small Trepanier Creek dam in Canada (4.30 m high) in “Reinforced Earth” resulted in an estimated savings of 30 % compared with the cost of a conventional earth dam.

Similar savings were obtained for the Vallon des Bimes dam in France (9.30 m high) where, it should be mentioned, the construction of a lateral spillway would have been rather difficult in view of the topography.

In the United States, the total cost of the Taylor Draw project (including land acquisition) came to some 13 million dollars, including 4.7 million dollars for the construction of the dam itself (22.50 m high). The savings resulting from the use of “Reinforced Earth” were estimated to be 1 to 1.5 million dollars (i.e. 15 to 25 %) compared with the conventional solution calling for a spillway with a radial gate.

As regards the Lake Sherburne dam in the USA (which is not a spill structure), the double wall built at the crest of the existing dam was compared with other wall types of compatible design, with these particular foundation and stability conditions. The savings obtained through the use of “Reinforced Earth” were estimated at roughly 35 %, a large part of which was due to the one construction season instead of two.

Specific “Reinforced Earth” costs for a dam 15 m high can be broken down approximately in the following way (cost of fill not included) :

- supply of facing components : 25 %;
- supply of reinforcements and accessories : 50 %;
- transport : 10 %;
- erection : 15 %.

The proportion of the reinforcement cost rises when the dam height increases.

The above information indicates the cost savings that have been estimated in the modest number of “Reinforced Earth” dams built to date. Similar economies are to be expected with other systems of reinforced fill.

3.8. BEHAVIOUR DURING OPERATION – MONITORING

Behaviour and monitoring will only be dealt with here as far as both are specifically connected with the reinforced fill structure. The parts of the dam not built with reinforced fill must, of course, behave and be monitored as in any dam.

3.8.1. Normal behaviour

Adequate design and construction should result in the following reinforced fill dam behaviour :

- les tassements résiduels du massif de remblai armé doivent être faibles et, en tout cas, compatibles avec les jeux du parement aval et avec le maintien de l'intégrité de la dalle de couverture déversante, principalement en ce qui concerne l'étanchéité de cette dalle (lorsqu'elle existe);
- il est possible que le massif armé s'incline légèrement vers l'aval, en accompagnant le tassement du sol de fondation; ce mouvement doit être limité et s'amortir dans le temps (*);
- il ne doit pas y avoir de pression d'eau significative dans le massif de remblai armé;
- les percolations doivent avoir un régime stable et être limitées à un débit laissant une large marge de sécurité au réseau de drainage. Les pressions d'eau doivent s'établir à des valeurs conformes avec les tolérances définies dans les études, et ne pas être évolutives avec le temps;
- l'érosion du lit à l'aval du déversoir ne doit pas mettre le barrage en danger.

3.8.2. Pathologies redoutées

Il convient tout d'abord d'observer que, parmi les ouvrages évoqués au paragraphe 3.2.1, on signale très peu d'anomalies : tout au plus un tassement sous une dalle de déversoir, peut-être accompagné d'un léger entraînement de fines. Un petit travail d'injection de mortier a facilement remédié à la situation.

On énumère, ci-après, une série de comportements anormaux qu'on peut imaginer, ces comportements anormaux pouvant résulter, soit d'un projet ou d'une réalisation imparfaits, soit de sollicitations exceptionnelles, soit du vieillissement.

Faute d'expérience, cette énumération ne peut toutefois pas avoir la prétention d'être exhaustive. Mais on a beaucoup plus de chances de se rapprocher de l'exhaustivité si on considère les symptômes par lesquels un comportement anormal se manifeste : une anomalie de comportement, difficile ou impossible à imaginer *a priori*, a de grandes chances de se manifester par des symptômes « classiques » qu'il est beaucoup plus facile de prévoir. Cette remarque peut d'ailleurs être faite à propos des barrages de tous types.

C'est donc en fonction des symptômes qu'on classera ci-après les pathologies redoutées. Cette classification a, en outre, l'avantage de faciliter la définition des moyens à mettre en œuvre pour contrôler les ouvrages (auscultation et inspection).

Les principaux symptômes par lesquels on pourra reconnaître un comportement anormal sont donc les suivants (on peut les mettre en parallèle avec le « comportement normal » tel qu'il est décrit en 3.8.1) :

A) *Déformations excessives du massif de remblai armé*

Ces déformations peuvent se traduire principalement par un tassement ou des déplacements vers l'aval.

Les causes peuvent en être très diverses : il peut s'agir d'une déformation de la fondation, ou d'une mauvaise composition granulométrique du remblai, ou d'un

(*) Certains maîtres d'ouvrage peuvent ne pas accepter de surplomb aval, même s'il est sans danger. Dans ce cas, on peut donner un léger fruit amont au parement pour l'éviter.

- there must be little residual settlement of the reinforced fill volume and, in any case, it has to be compatible with the movements of the downstream facing and with the continued integrity of the spillway slab, mainly with regard to the imperviousness of this slab (when it is present);
- the downstream facing may lean outward in connection with foundation settlement; this inclination must be limited and its speed must decrease in time (*);
- there must be no significant water pressure in the reinforced fill volume;
- the seepage through the dam as a whole must be a stable flow that can be handled by the draining system. Water pressure values must conform to design tolerances and not evolve with time;
- erosion downstream of the spillway must in no way jeopardize the dam.

3.8.2. Anomalies

First of all, it should be noted that very few anomalies have been observed in the dams mentioned above (section 3.2.1) : at most a settlement beneath a spillway slab with perhaps some fines washed away. A minimum amount of grouting quickly remedied this situation.

A number of imaginable anomalies, listed below, would be due to imperfect design or construction, exceptional stresses, or ageing.

This list does not claim to be exhaustive, but it stands to be more complete if one considers the symptoms by which abnormal behaviour is observed : a behaviour anomaly that is difficult or impossible to imagine beforehand has every chance of occurring through “conventional” symptoms which are much easier to predict. This statement also holds true for dams of all types.

The following anomalies are therefore classified according to their symptoms. This classification also has the advantage of making it easier to identify the means required to check dams (monitoring and inspection).

The main symptoms which point to abnormal behaviour are as follows (they can be compared with the “normal behaviour” as described in 3.8.1) :

A) *Excessive deformation of the reinforced fill*

This deformation may result in settlement or downstream displacement.

There may be many different causes : it may be due to a foundation deformation, poor granular backfill composition, inadequate compaction, washing

(*) Some dam owners may not accept such a leaning, even if it is safe. Initial upstream batter would solve the problem.

compactage insuffisant, ou d'un entraînement de fines (qui peut être lui-même la conséquence de l'action d'autres facteurs), ou d'une saturation accidentelle du massif.

D'une façon générale, on peut observer que les déformations d'un massif de remblai armé sont dans la quasi totalité des cas très progressives. En cas de désordre, on est donc à peu près certain de disposer d'un certain délai pour réagir. La seule exception est la rupture « fragile » consécutive à une corrosion des armatures non décelée.

B) *Régime hydraulique interne anormal*

Les anomalies de ce régime hydraulique peuvent être :

- des débits de fuite ou de drainage évolutifs;
- des débits de drainage excédant la capacité du réseau de drains ;
- des pressions internes élevées à l'aval de l'organe d'étanchéité, et notamment dans le massif de remblai armé;
- des pressions internes évolutives.

De telles anomalies peuvent être causées par une défaillance du dispositif d'étanchéité (fondation, noyau, masque ou dalle du déversoir), par un entraînement de fines dans le barrage ou sa fondation, par une insuffisance ou un colmatage du réseau de drainage, ou par des fluctuations du plan d'eau aval.

C) *Fissuration de la dalle du déversoir, ou altération de ses joints*

On doit être très attentif à ce défaut, car il est susceptible d'auto-amplification par les fuites qui sont sa conséquence et les érosions et déformations qui peuvent accompagner ces dernières.

Les causes peuvent résulter, là encore, d'un projet ou d'une exécution imparfaite (la réalisation des joints, en particulier, demande beaucoup de soin). Il peut aussi s'agir de la conséquence de mouvements excessifs, mais aussi de causes internes telles que le retrait ou une altération chimique ou physique du béton.

D) *Altération des éléments de parement en béton*

Cette altération peut revêtir beaucoup de formes : fissuration, épaufures, désagrégation... Elle peut être la conséquence de déformations excessives, mais aussi d'une attaque par les agents extérieurs : eau et agents atmosphériques. En principe, le massif de remblai armé est drainé, donc ne doit pas présenter de percolations systématiques à travers les écailles. En revanche, si le climat est rigoureux, le parement aval est très exposé aux alternances de gel et de dégel. Enfin, le béton de parement, comme n'importe quel béton, peut être affecté d'une altération d'origine interne (alcali-réaction par exemple).

E) *Corrosion des armatures*

Bien que l'expérience ait montré que l'acier galvanisé, très largement utilisé, était très peu corrodable et bien qu'une surépaisseur soit systématiquement prévue, il convient d'être attentif à la bonne conservation des armatures, surtout pour des barrages, dont la durée de vie est, *a priori*, élevée. Cette vigilance est d'autant plus

away of fines (which may itself be the result of other factors), or an accidental saturation of the reinforced fill body.

Generally speaking, it has been observed that deformations of a “ Reinforced Earth ” body are in almost all cases very gradual. In the event of substantial deformations, there is consequently sufficient time to take the necessary remedial action. The one exception is the case of sudden failure due to reinforcement corrosion which would not have been detected.

B) Abnormal internal seepage conditions

The anomalies of these seepage conditions may be :

- increasing seepage or drainage flow;
- drainage flows exceeding the draining system capacity;
- high internal pressure downstream of the impervious structures and especially in the reinforced fill;
- increasing internal pressures.

Such anomalies may be caused by a failure of the impervious system (foundation, core, facing or spillway slab), the washing away of fines in the dam or the foundation, the inefficiency or clogging of the draining system, or fluctuations in tailwater downstream of the dam.

C) Cracking of spillway slab, or alteration of slab joints

This fault must be dealt with carefully as it is likely to be amplified by resultant seepage and attendant erosion and deformation.

The causes may, here again, be due to imperfect design or construction (joint-making in particular requires great care). They may also be the result of excessive movements, but the causes may also be internal ones, such as the shrinkage of concrete or its chemical or physical alteration.

D) Alteration of facing elements made up of concrete

It may come in many forms : cracking, chipping, loosening... It may be the result of excessive deformation, but also due to attack by external agents : water and atmospheric agents. As a rule, the reinforced fill volume is drained, so there should be no systematic seepage through the facing. On the other hand, if the climate is severe, the downstream facing is greatly exposed to the alternance of frost and thaw. Finally, facing concrete, like any other concrete, can be affected by internal alteration (alkali-aggregate reaction, for instance).

E) Corrosion of reinforcement

Although experience has shown that galvanized steel, which has seen extensive use, is not very corrodible, and although extra thickness always is added to the reinforcements, care must be taken that they remain free from excessive corrosion, especially for dams, which as a rule have a long life time. This vigilance is necessary

nécessaire que la corrosion des armatures est une des rares pathologies qui puisse théoriquement conduire à une rupture de massif de type fragile.

F) Affouillements à l'aval

Les affouillements en eux-mêmes n'ont rien d'original par rapport à ceux qu'on peut rencontrer à l'aval de n'importe quel barrage. Ils revêtent toutefois une importance particulière, car il importe de garantir absolument l'intégrité de la fondation de la peau aval du massif de remblai armé. Cette fondation, à laquelle est liée la stabilité de tout le barrage est, en effet, la première exposée à une extension excessive des affouillements.

3.8.3. Contrôle des barrages en remblai armé

Les contrôles vont s'attacher à déceler les symptômes recensés ci-dessus de façon aussi précoce que possible. Ils sont repris ci-dessous dans le même ordre que dans le paragraphe 3.8.2.

A) Déformation du massif de remblai armé

Deux types principaux de mesures d'auscultation peuvent être mis en œuvre : le nivellement de la dalle de couverture (ou du couronnement si le massif de remblai armé n'est pas déversant), et le relevé des mouvements de la peau aval. Ce relevé, qui concerne principalement les déplacements « amont-aval », peut aussi comprendre un nivellement et la mesure des déplacements « rive droite-rive gauche », un nivellement comparatif en tête et en pied, une mesure des jeux entre éléments de parement. Lorsque le massif en remblai armé est déversant, il est pratiquement impossible d'utiliser des pendules, et on est obligé d'avoir recours à la topographie optique. Il en va différemment si le massif de remblai armé ne déverse pas : il est alors intéressant d'installer des pendules, ces derniers étant avantageusement disposés à l'extérieur du massif pour des raisons pratiques de chantier.

B) Régime hydraulique interne

Les contrôles portent sur le débit des fuites et des drains d'une part, sur la mesure de pressions internes d'autre part. Pour ces dernières, il est préférable d'avoir recours à des cellules piézométriques plutôt qu'à des piézomètres à tube. Ces cellules seront installées de préférence dans le massif de remblai armé, au pied du filtre-drain disposé à l'amont de celui-ci, et dans la fondation. Lorsque l'étanchéité est assurée par un noyau en terre, ce dernier est, bien entendu, équipé comme celui d'un barrage en remblai classique.

C) Dalle de couverture

Son intégrité est appréciée, d'une part, directement à l'aide d'inspections visuelles, d'autre part, indirectement par la mesure des fuites. Une collecte particulière peut être aménagée à cet effet.

Lorsqu'on a constaté la présence de fissures, on peut en suivre l'évolution en y installant des contrôleurs de joints. Des précautions doivent, bien entendu, être prises pour protéger ces appareils lors des déversements. Ce n'est pas toujours facile.

since reinforcement corrosion is one of the few deteriorations that can theoretically lead to a sudden volume failure.

F) *Downstream scouring*

There is nothing particularly new about the scouring encountered downstream of any dam. Scouring is of prime importance, however, because the integrity of the downstream facing foundation must be secured at all times. The stability of the whole dam relies on this foundation, which is the first exposed to excessive scouring extension.

3.8.3. Monitoring of reinforced fill dams

The purpose of monitoring is to detect the above symptoms at the earliest time possible. They are listed below in the same order as in section 3.8.2.

A) *Deformation of a reinforced fill body*

Two main types of monitoring measurements can be implemented : levelling of the spillway slab (or crest if the reinforced fill body is not a spillway) and the measurement of downstream facing movements. This measurement, which mainly concerns upstream-downstream displacements, can also include a levelling, a measurement of right bank-left bank displacements, a comparative levelling at head and toe, a measurement of the clearance of concrete panel joints. When the reinforced fill body is a spillway, it is practically impossible to use pendulums thus making topographical surveys necessary. On the other hand, when the reinforced fill body does not spill, it is convenient to install pendulums which are suitably placed outside the volume for practical worksite reasons.

B) *Seepage system*

Monitoring involves measuring leakage and drain flows, as well as internal pressures. When measuring the latter, it is preferable to use water pressure cells rather than piezometer tubes. These cells should be installed in the reinforced fill near the foot of the drain filter located upstream of it, or in the foundation. When an impervious core is present, it is monitored as would a conventional embankment dam.

C) *Spillway slab*

Its integrity is assessed directly by means of visual inspection and indirectly by seepage measurement. Special water collection can be provided for this purpose.

When cracks are observed, their evolution can be monitored by installing joint meters. Care must obviously be taken to protect these instruments during spillage, but this is not always an easy matter.

D) *Éléments de parement*

Ils sont contrôlés par examen visuel. Cet examen est facilité lorsque le parement est formé d'éléments préfabriqués.

E) *Corrosion des armatures*

Cette corrosion peut être contrôlée au moyen de « témoins de durabilité » mis en place à la construction, et qu'on vient extraire pour contrôle à des échéances prévues à l'avance. Il s'agit d'échantillons d'armatures disposés à l'intérieur du remblai, et qu'on peut ensuite prélever avec un extracteur *ad hoc* à travers le parement spécialement aménagé dans ce but. En principe, les échéances sont 10 ans après la construction, puis selon un rythme adapté aux résultats des premiers contrôles. Il est indispensable d'équiper les barrages en remblai armé avec de tels témoins.

F) *Affouillements*

Ils doivent être contrôlés par des inspections régulières, et après le passage de chaque crue. Cette inspection est facilitée par le recours à des plongeurs ou à des engins subaquatiques télécommandés.

G) *Remarque*

Comme pour les autres types de barrage, si l'auscultation ou les inspections montrent un comportement imprévu, on doit compléter le dispositif d'auscultation par un appareillage spécifique propre à mieux suivre les phénomènes constatés, afin de mieux les comprendre. Ce complément d'auscultation dépend, bien entendu, de chaque cas particulier.

D) *Facing elements*

Facing elements are monitored by visual inspection. Such an inspection is facilitated by the pattern they form.

E) *Reinforcement corrosion*

Reinforcement corrosion can be monitored by means of “durability samples” installed during construction and removed at pre-determined intervals. These samples are placed inside the backfill and are subsequently withdrawn by an extractor through the specially equipped facing elements. As a rule, the periods are 10 years following dam construction, then according to the checks results. Equipping reinforced fill dams with such durability samples is of prime importance.

F) *Scouring*

Scouring must be monitored by regular inspection and following the passage of each flood. This inspection is facilitated when carried out by divers or remotely controlled subaquatic machines.

G) *Remark*

As for other types of dams, should monitoring or inspection reveal unexpected behaviour, the monitoring system will have to be supplemented by specific measuring instruments to follow up these phenomena in order to provide a better understanding of them. The additional monitoring instruments required will, of course, depend on each particular case.

4. CONCLUSION

Les matériaux composites appelés ici « remblai armé » et « enrochement armé » ont des propriétés originales, qui peuvent beaucoup varier en fonction des caractéristiques des remblais et des armatures utilisés.

Ces propriétés ont été exploitées dans la construction des barrages de différentes façons, dans des buts variés.

L'enrochement armé a été employé à maintes reprises, avec une optique de court ou moyen terme, pour permettre un déversement pendant la construction : l'enrochement armé a été accepté comme matériau spécifique capable d'améliorer substantiellement, dans ce but, la stabilité et la garantie d'intégrité de l'ouvrage. Son utilisation dans les barrages en remblai est généralement limitée à des zones telles que le raccordement à la fondation, le talus aval ou la crête. Dans ces zones, le renforcement permet à l'enrochement de résister à des sollicitations plus élevées que la normale et lui procure une défense contre les affouillements. Toutefois, il est admis que l'enrochement armé, dans sa conception actuelle, ne peut pas assurer à très long terme une protection et une stabilité en rapport avec les exigences habituellement requises pour un ouvrage en remblai dont la fonction est permanente (avec une exception possible pour certains systèmes brevetés de gabions dans certaines applications). Son emploi à long terme ne peut donc s'envisager que dans les cas où une rupture n'aurait pas de conséquences désastreuses à l'aval. L'utilisation d'enrochement armé pour une fonction temporaire pendant la durée de construction peut souvent se justifier économiquement. Dans ce cas aussi, la question de la sécurité des populations installées à l'aval doit dominer le projet, en tenant compte de l'expérience des accidents passés. L'utilisation de matériaux spéciaux insensibles à la corrosion, jointe à la mise en place de dispositifs efficaces de contrôle, devrait permettre dans l'avenir la réalisation d'ouvrages importants en enrochement armé.

Dans les applications actuelles, les propriétés les plus utiles de l'enrochement armé sont la résistance aux écoulements qui le traversent, qui lui est procurée par sa grande perméabilité, et la résistance aux déversements, qui est assurée par le haut niveau de défense contre l'érosion.

La technique du remblai armé a été utilisée pour plusieurs barrages de petite hauteur, et en deux occasions pour des barrages d'un peu plus de 20 mètres, dont un est constitué d'un double mur à échelle.

Pour cette gamme de hauteurs, cette technique a offert dans les applications réalisées des avantages intéressants d'économie, de délai de réalisation et d'encombrement. Une attention toute particulière doit, bien entendu, être portée au contrôle de ces barrages en exploitation pour s'assurer de leur pérennité. Il faut, en particulier, se prémunir contre une corrosion prématurée ou excessive des armatures, afin d'éviter le risque de rupture fragile.

4. CONCLUSION

The composite materials “reinforced fill” and “reinforced rockfill” have new properties, which can vary considerably according to the characteristics of the fill material and of the reinforcements.

Up to now, these properties have been exploited in dam construction in different ways for different purposes.

Reinforced rockfill has been used a number of times, for a short-term or medium-term purpose, to allow for overtopping during construction: reinforced rockfill has been accepted as a special purpose material which can provide a substantial degree of stability and integrity. In embankment structures its use is generally restricted to locations such as the foundation contact zone, the downstream face and the crest. In these locations, the reinforcement enables the rockfill to withstand higher loadings than normal and can also provide the rockfill with effective protection against scouring. However, it has to be recognised that reinforced rockfill as presently constructed cannot be relied upon to provide the highest level of long-term protection and stability usually required in embankment construction, that is to have a permanent function, with the possible exception, for some applications, of proprietary gabion systems. Therefore, its long-term use should be considered only in situations where failure of such reinforced rockfill would not result in disastrous consequences downstream. The use of reinforced rockfill on a temporary basis during embankment construction can often be justified on economic grounds. Also in this case, the designer must first keep in mind the safety problem for the downstream population, taking into account the failures experience from the past. The use of special corrosion resistant materials together with effective monitoring systems may lead to the use of permanent reinforced rockfill systems for important structures in the future.

In present applications, the most useful properties of the reinforced rockfill are the resistance to throughflow action, provided by the high permeability of the material, and the resistance to overflow provided by high protection against scour.

The reinforced fill technique has been utilized to date for several low dams and on two occasions for dams slightly over 20 metres high, one of which is constituted of a double ladder wall.

For this dam height range, this technology in the applications carried out has offered advantages in the way of economy, construction time and dimensions. Special care must, of course, be devoted to the monitoring of these dams in operation so that long service life is secured. The system design must avoid corrosion of reinforcing elements which could lead to a sudden failure.

Les solutions retenues jusqu'à présent sont souvent caractéristiques de barrages de faible hauteur (dispositifs d'étanchéité, déversoirs, constitution du massif). L'extrapolation à des hauteurs plus grandes devrait donc être accompagnée des précautions propres à toute réalisation dans une technique nouvelle.

Mais le remblai armé présente certaines propriétés spécifiques qui peuvent lui donner des atouts particuliers pour certaines applications. Les réalisations et projets passés en offrent quelques exemples, comme la surélévation de barrages en remblai à noyau, ou le renforcement d'un barrage à profil insuffisant, ou des murs à échelle pour diminuer l'encombrement et résister aux séismes. Mais on peut en imaginer d'autres, comme la construction de batardeaux de chantier, ou la réalisation d'ouvrages provisoires en utilisant des matériaux économiques.

Les potentialités de cette technique pourraient, sans doute, être étendues par l'étude de possibilités peu explorées jusqu'à présent, telles que l'utilisation de massifs à double peau (amont et aval) comme dans l'exemple du barrage du Lac Sherburne ou de massifs à parement en escalier, ou la modulation de la longueur et de l'épaisseur des armatures, ou toute autre idée que l'imagination des ingénieurs ne devrait pas manquer de promouvoir. Dans cette perspective, les efforts futurs devraient notamment concerner les études sur la pérennité des matériaux d'armatures, ainsi que le comportement et la stabilité du remblai armé lors des séismes. Il sera en outre intéressant de mettre à profit, dans le domaine de la construction et de l'entretien des barrages, les progrès qui pourront être faits dans les techniques de remblai armé (par exemple, utilisation de nouveaux matériaux).

Dans les applications du remblai armé pour la construction des barrages, l'objectif était jusqu'à présent de former un volume cohérent de matériau composite capable de fonctionner comme un mur de soutènement massif. Pour qu'il puisse jouer efficacement ce rôle, il était nécessaire d'assurer la pérennité des armatures et de le pourvoir d'un parement vertical. Les dispositions auxquelles on a abouti ne sont pas particulièrement adaptées à une bonne résistance aux écoulements qui traverseraient le remblai, bien qu'un remblai armé puisse supporter une saturation complète si le barrage n'est pas trop haut. Le drain qui est aménagé en amont du massif armé est donc plus utile pour maîtriser les conséquences d'un écoulement interne que pour éviter une corrosion prématurée. Dans ce domaine, la situation est donc fondamentalement différente de celle de l'enrochement armé.

Les applications dont il a été fait état dans les deux parties du présent Bulletin ont mis à profit des caractéristiques bien particulières des matériaux composites « remblai armé » et « enrochement armé », en vue de buts également bien particuliers. Dans l'avenir, il devrait être possible d'exploiter, dans la construction et l'entretien des barrages, la généralité des caractéristiques de ces matériaux, dans de nouvelles voies et pour de nouveaux objectifs.

The technical solutions utilized up to now provide experience only for low dams (impervious systems, spillways, reinforced body constitution). Consequently, the extrapolation to greater dam heights should be accompanied by precautions normally taken for any new type of construction.

Reinforced fill, however, has a number of specific features that may make it advantageous for certain applications. Past developments offer some examples, such as the raising of embankment dams with core, or the reinforcement of a dam having an inadequate profile, or the use of ladder walls to save space and withstand earthquakes. One can also imagine others, such as the construction of worksite cofferdams, or the building of temporary structures by using economical materials.

Further use of this technique could undoubtedly be made by studying possibilities that have seen little exploration up to now, such as the use of structures with dual facing (upstream and downstream) as at Lake Sherburne dam or shapes with staircase facing, or adjusting the length and thickness of reinforcements; the concept opens the way for many possible applications that await development. On this way, studies on durability of reinforcing materials, and behaviour and stability of reinforced fill during earthquakes should be carried out in the future. Also future progress made in reinforced fill techniques will be used to advantage in the field of dam construction and maintenance too (such as the use of new material).

In the applications of reinforced fill in dam construction, the objective up to now has been to create a coherent body of composite material which could be used as a mass gravity retaining wall. To be effective in this role, it was necessary to find a means of ensuring durability and of forming a vertical external face. The result of this development has been that the ability to cope with throughflow is very limited, although the reinforced body can withstand a complete saturation if the dam is not too high. Therefore, the drain put behind the reinforced fill body is more useful to safely control the throughflow action than to avoiding premature corrosion. In this respect, the situation is definitely different to the case of reinforced rockfill.

The applications, which the two parts of this Bulletin deal with, have used particular characteristics of the composite materials “reinforced fill” and “reinforced rockfill”, for particular purposes. In the future, it should be possible to develop the general characteristics of these materials in new ways to meet new purposes in the field of dam construction and maintenance.

5. BIBLIOGRAPHIE/BIBLIOGRAPHY

5.1. ENROCHEMENT ARMÉ/REINFORCED ROCKFILL

Les publications citées ci-après, de même que les références du chapitre 2, sont à considérer comme des sources d'information générale sur l'étude, la construction et le comportement de l'enrochement armé. Les détails sur les systèmes d'enrochement armé ne font pas, en général, l'objet de publications, mais ils peuvent être obtenus auprès des organismes spécialisés dans ce domaine technique particulier.

The publications listed below, along with the references listed under chapter 2, are recommended as a first source of general information on the design, construction and performance of reinforced rockfill. Information on the detail design of reinforced rockfill systems is not generally published but may often be obtained by consultation with organisations with specific expertise in this particular field of design and construction.

AGOSTINI R. *et al.* : *Flexible gabion structures in river and stream training works*. Officine Maccaferri SPA, Bologna, Italy.

BAUER G.E. *et al.* : *The interaction mechanism of granular soils with geogrids*. Numerical methods in geomechanics, Innsbruck, Austria, 1988, ed. Swoboda. Published by Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 1263-1272.

BEAR J. : *Dynamics of fluids in porous media*. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands, 1972.

BONAPARTE R. *et al.* : *Design and construction of reinforced embankments over weak foundations*. Transportation Research Record 1153, published by Transportation Research Board, National Research Council, pp. 26-39, Washington DC, USA, 1987.

BROWN C.T. : *Design and use of rock filled mattresses for coastal protection*. Proceedings International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, pp. 229-242, Colombo, Sri Lanka, 1983.

CHABAL J. *et al.* : *Novel Reinforced Fill Dam*. Proceedings 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Improvement of Ground, Vol. 2, Soil Reinforcement etc., Helsinki, Finland, 1983. Published by Balkema, pp. 477-480, Rotterdam, the Netherlands.

CIARLA M. : *Gabion weirs in water erosion control project - Design and construction criteria*. Proceedings 16th Conference on Erosion Control : a Challenge in our Time, San Francisco, Ca, USA, 1985. Published by International Erosion Control Association, pp. 85-103, Freedom, Ca, USA.

CLOPPER P.E. : *Predicting and minimising embankment damage due to flood overtopping*. Proceedings National Conference on Hydraulic Engineering,

- Williamsburg, Va, USA. Published by ASCE, pp. 751-757, New-York, USA, 1987.
- CONSTANTINE A. *et al.* : *Reinforced elastic layered systems*. Transportation Research Record 1153, published by Transportation Research Board, National Research Council, pp. 1-7, Washington DC, USA, 1987.
- CROWHURST A. : *Use and performance of gabions in large scale flood control structures*. Proceedings 1st International Conference on Hydraulic Design in Water Resource Engineering, Southampton, 1984. Published by Computational Mechanics Centre, pp. 4-13, Southampton, UK.
- CURTIS R. P. : *Flow over and through rockfill banks*. Proceedings of the ASCE, Journal of the Hydraulics Division, pp. 1-21, September 1967.
- DUDGEON C. R. : *An experimental study of the flow of water through coarse granular media*. La Houille Blanche, Association pour la Diffusion de la Documentation Hydraulique, N° 7, pp. 785-796; Grenoble, France, 1966.
- DUNCAN J. M. *et al.* : *Design and performance of a reinforced embankment for Mohicanville dike No. 2 in Ohio*. Transportation Research Record 1153, published by Transportation Research Board, National Research Council, pp. 15-25, Washington DC, USA, 1987.
- EL-KHASHAB *et al.* : *Modeling materials for protecting earth weirs*. Proceedings 1987 National Conference on Hydraulic Engineering, Williamsburg, Va, USA. Published by ASCE, pp. 751-757, New-York, USA.
- FENTON J. D. : *Hydraulic and stability analyse of dams*. Report of Department of Civil Engineering, University of Melbourne, Australia, Second Edition (with Appendices by A. K. Parkin), November 1972.
- HAUSMANN M. *et al.* : *Developments in elemental earth retaining systems*. Fifth National Local Government Engineering Conference, pp. 164-168, Sydney, Australia, 1989.
- HIDETOSHI O. *et al.* : *Analysis of polymer grid-reinforced retaining wall*. Numerical Methods in Geomechanics, Innsbrück, Austria, 1988, ed. Swoboda. Published by Balkema, pp. 1449-1454, Rotterdam, The Netherlands.
- HOULSBY G. T. *et al.* : *Analysis of unreinforced and reinforced embankments on soft clays by plasticity theory*. Numerical Methods in Geomechanics, Innsbrück, Austria, 1988, ed. Swoboda. Published by Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 1443-1448.
- INGOLD T. S. : *Geotextiles as earth reinforcement in the United Kingdom*. Ground Engineering, Vol. 17, No. 3, pp. 29-32, April 1984.
- ISBASH S. V. : *Problems of turbulent seepage flow through rockfill*. *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, 5 May 1971, pp. 39-41. ISSN : 0016-9714, Language : Russian.
- JOHNSON H. A. : *Flow through rockfill dam*. Proceedings of the ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 97, No. SM 2, pp. 329-340, February 1971.

- JONI P. S. *et al.* : *Model tests for strip foundation on clay reinforced with geotextile layers*. Transportation Research Record 1153, published by Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC, USA, 1987, pp. 40-45.
- LAWSON J. D. : *Protection of rockfill dams and cofferdams against overflow and through flow - Australian experience*. Australian Civil Engineering Transactions, Vol. CE 29, No. 3, pp. 138-147, August 1987.
- LEPS T. M. : *Flow through rockfill*. Embankment Dam Engineering, Wiley-Interscience, Division of John Wiley & Sons Inc., pp. 87-107, NY, USA, 1973.
- LINDNER D. H. : *Application and design practice of gabion drop structures in Alberta*. Proceedings 6th Canadian Hydrotechnical Conference, Ottawa, Ont., Canada, 1983. Published by Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Que., Canada, pp. 55-76.
- MARDEN B. D. : *Gabions - Reviewing design*. Civil Engineer, pp. 30-33, London, October 1987.
- MELVILL A. L. : *Rockfill embankment dams in South Africa*. Proceedings of the 7th Quinquennial Convention South Africa's Future - Challenge to Civil Engineers, Capetown, South Africa, South Africa Institute of Civil Engineers, pp. 253-260, 1983.
- OLIVIER H. : *Through and overflow rockfill dams - New design techniques*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, UK, Paper No. 7012, pp. 433-471, March 1967.
- OWUSU Y. A. *et al.* : *Flow and scour patterns around gabion structures*. Proceedings Conference on Water for Resource Development, Cœur d'Alene, Id., USA, 1984. Published by ASCE, New York, USA, pp. 281-285.
- PARKIN A. K. : *Field solutions for turbulent seepage flow*. Proceedings of the ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, pp. 209-218, January 1971.
- PARKIN A. K. *et al.* : *Rockfill structures subject to water flow*. Proceedings of the ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, pp. 135-151, November 1966.
- PRAVDIVETS Y. : *Industrial design of an earth overflow dam*. Hydrotechnical Construction (Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo, translated for the ASCE), Vol. 21, No. 12, pp. 685-689, June 1988.
- RICHARD J. *et al.* : *Geogrid reinforcement of ballasted track*. Transportation Research Record 1153, published by Transportation Research Board, National Research Council, pp. 8-14, Washington DC, USA, 1987.
- ROBSON W. M. : *The passage of floods during the construction of Borumba Dam*. ANCOLD Bulletin No. 17, pp. 14-16, October 1965.
- ROWE R. K. *et al.* : *The analysis of steel-reinforced embankments on soft clay foundations*. Numerical Methods in Geomechanics, Innsbrück, Austria, 1988, ed. Swoboda. Published by Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 1273-1278.

- SAMTANI N. C. *et al.* : *Laboratory tests of strip footing on reinforced cohesive soil*. Proceedings of the ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 9, pp. 1326-1330, September 1989.
- SCHEIDEGGER A. E. : *The physics of flow through porous media*. 3rd edition, University of Toronto Press, 1974.
- SHARP B. B. : *Spatially varied flow at the toe of a rockfill slope*. Proceedings 1st Conference on Hydraulics and Fluid Mechanics, pp. 279-292, Perth, WA, Australia, 1962.
- SHARP R. : *Gabion structure evaluation*. Canadian Water Resources Journal, Vol. 12, No. 3, pp. 1-16, 1987.
- STEPHENSON D. : *Rockfill in hydraulic engineering*. Elsevier Publishing Company, Amsterdam, The Netherlands, 1979.
- STEPHENSON D. : *Gabion energy dissipators*. Transactions, 13th ICOLD Congress, Vol. III, pp. 33-43, New Delhi, India, 1979.
- STEPHENSON D. : *Rockfill and gabions for erosion control*. Civil Engineer in South Africa, Vol. 21, No. 9, pp. 203-208, September 1979.
- STEPHENSON D. : *The stability of gabions weirs*. International Water Power and Dam Construction, pp. 24-28, April 1980.
- THOMAS H. H. : *The engineering of large dams*. John Wiley and Sons, London, UK, 1976.
- TARDIEU B. : *Barrage en enrochements armés : projet de Rabuons*. Étude pour Électricité de France.
- THORBURN S. *et al.* : *Major gabion wall failure*. Proceedings Conference on Failures in Earthworks, London, 1985. Published by Thomas Telford, London, UK, pp. 279-293.
- VOLKER R.E. : *Nonlinear flow in porous media by finite elements*. Proceedings of the ASCE, Journal of the Hydraulics Division, pp. 2093-2114, November 1969.
- VOROBEV I. D. : *The design of Turkey's Aslantas Dam*. International Water Power and Dam Construction, pp. 37-41, May 1978.
- WARD J. C. : *Turbulent flow in porous media*. Proceedings of the ASCE, Journal of the Hydraulics Division, pp. 1-12, September 1964.
- WILKINS J. K. : *The flow of water through rockfill and its application to the design of dams*. Proceedings of 2nd Australia-New-Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 141-149, Christchurch, New Zealand, 1956.
- WILKINS J. K. : *The stability of overtopped rockfill dams*. Proceedings of 4th Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 1-7, Adelaïde, SA, Australia, 1963.
- WRIGHT D. E. : *Nonlinear flow through granular media*. Proceedings of the ASCE, Journal of the Hydraulics Division, pp. 851-872, July 1968.

5.2. REMBLAI ARMÉ/REINFORCED FILL

5.2.1. Murs à échelle/Ladder walls

COYNE A. : *Murs de soutènement et murs de quai à échelle*. Le Génie Civil (France), 1^{er} et 15 mai 1945.

COYNE A. : *Fondation d'un barrage sur l'alluvion. Le barrage du Laurenti*. 3^e Congrès des Grands Barrages, Question 10, Rapport 35, Vol. II, Stockholm, 1948.

GUERBET R. et BALVAY R. : *Le barrage et l'usine de Monteynard (Isère)*. La Technique des Travaux (France), mai-juin et juillet-août 1964.

PERROT M. et BALDY P. : *Le barrage de Saint-Cassien*. Travaux No. 353 (France), avril 1964.

TER-MINASSIAN W. : *Reinforced earth as material for a new type of composite dam*. International Conference on problems of geomechanics, Academy of Sciences of the Armenian SSR, Yerevan, 1976.

5.2.2. Remblai armé proprement dit/Reinforced fill (proper)

Association Française de Normalisation : *Norme NF A 05-252 : Corrosion par les sols. Aciers galvanisés ou non mis au contact de matériaux naturels de remblai (sols)*, juillet 1990.

Association Française de Normalisation : *Norme NF P 94-210 : Renforcement des sols. Généralités. Terminologie*. 20 mai 1992.

Association Française de Normalisation : *Norme NF P 94-220 : T 1, Renforcement des sols; T 2, Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples; T 3, Dimensionnement*. 20 juillet 1992.

Ministère Français des Transports : *Les ouvrages en terre armée - Recommandations et règles de l'art (septembre 1979)*.

10th ICOLD Congress/10^e Congrès de la CIGB : *Q. 37, R. 23*, Montreal, 1970.

11th ICOLD Congress/11^e Congrès de la CIGB : *Q. 42, R. 24*, Madrid, 1973.

12th ICOLD Congress/12^e Congrès de la CIGB : *Q. 44, R. 4*, Mexico, 1976.

13th ICOLD Congress/13^e Congrès de la CIGB : *Q. 48, R. 15*, New Delhi, 1979.

17th ICOLD Congress/17^e Congrès de la CIGB : *Q. 67, R. 7, R. 13, R. 19*, Vienne, 1991.

The "Reinforced Earth" Company : *Construction and quality control manual*.

ASCE Bulletin : *Earth reinforced dams : first in US*, No. 10, Vol. 53, Ed. 60-6, pp. 60-63, October 1983.

ASCE Symposium : *Soils improvement - A ten years update*. Geotechnical special publication No. 12, Section 3, Reinforcement of constructed earth. Atlantic City, New-Jersey, USA, April 1987.

- CHANG J. C. : *Finite elements analysis of reinforced earth walls*. Journ. Geotechn. Eng. Div., No. GT 7, Vol. 103, pp. 711-724, July 1977.
- CORTE J.-F. : *La méthode des éléments finis appliquée aux ouvrages en terre armée*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées (France), n° 90, pp. 37-48, juillet 1977.
- DARBIN M. et al. : *Expériences et recherches concernant la durabilité des armatures de terre armée*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées (France), n° 99, pp. 25-39, janvier 1979.
- DARBIN M. et al. : *La pérennité des ouvrages en « Terre Armée ». Résultats d'une expérimentation de longue durée sur l'acier galvanisé*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées (France), n° 141, pp. 21-35, janvier-février 1986.
- McKITTOCK D. P. : *Reinforced Earth: Application of theory and research to practice*. Keynote address to Symposium on soil reinforcing and stabilizing, Sydney, NSW, Australia, 1978.
- MITCHELL J. K. and VILLET W. C. B. : *Reinforcement of earth slopes and embankments*. National cooperative highway research program report 290, National Research Council, Washington DC, USA, June 1987.
- RICHARDSON G. N. et al. : *Seismic testing of reinforced earth walls*. Journ. Geotech. Eng. Div., No. GT 1, Vol. 103, pp. 1-17, January 1977.
- ROMSTAD K. M. et al. : *Integrated study of reinforced earth*. Journ. Geotech. Eng. Div., No. GT 5, Vol. 102, pp. 457-471; No. GT 6, Vol. 102, pp. 577-590, May & June 1976.
- SCHLOSSER F. : *Étude et comportement du matériau « Terre Armée »*. Annales de l'ITBTP (France), No. 304, pp. 101-120, septembre 1973.
- SMITH M. and TABATABAEI J. : *Raising Googong dam for the new PMF*. 1991. Conference on dams South Australia, 18-21 November 1991.

5.3. AUTRES/OTHERS

- 17th ICOLD Congress/17^e Congrès de la CIGB : Q. 67, R. 25, Vienne, 1991.
- ICOLD/CIGB Bulletin n° 55 : *Geotextiles as filters and transitions in fill dams/ Géotextiles, filtres et transitions pour barrages en remblai*, 1986.
- Proceedings of the Seminar on reinforced soils*, New Delhi, August 1986.
- Proceedings of the 3rd International Conference on Geotextiles*, Vienna, April 1986.
- Proceedings of the 2nd International Symposium on Geosynthetics*, Bologna, Italy, October 1988.
- Proceedings of the International Geotechnic Symposium*, Fukuoka (Japan), October 1988.

- Proceedings of the Congress of Soils Mechanics, Session No. 17, Rio de Janeiro, 1989.*
- Technical Committee No. 9 of the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering (ISSMFE). *Various publications.*
- CROCE P. : *Protection of earth dams from overtopping.* L'Ingegnere (Italy), 1 April 1989.
- DELMAS P. *et al.* : *Le dimensionnement des ouvrages renforcés au géotextile. Programme Cartage.* Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées (France), No. 142, pp. 33-44, mars 1986.
- FOWLER J. *et al.* : *Synthetic fabrics for reinforced embankments.* ASCE, Vol. 51, No. 10, pp. 48-51, 1981.
- FLUET J.E. : *Geotextile testing and design Engineering.* American Society for Testing and Materials, 1987.
- KERN F. : *Barrage en terre avec parement en poches de géotextile (barrage de Maraval).* Colloque International sur l'emploi des géotextiles en géotechnique, Paris, Vol. 1, pp. 91-94, avril 1977.
- ROWE R.K. : *Reinforced embankments: analysis and design.* Journal of Geotechnical Engineering, USA, Vol. 110, No. 2, pp. 231-246, 1984.
- TARDIEU B. : *Comportement du barrage de Conqueyrac.* Rapport au Colloque Technique du Comité Français des Grands Barrages, Avril 1989.

ANNEXES/APPENDICES

| | |
|--|--|
| 1. Liste de barrages avec enrochement armé | Appendix 1 : List of dams with reinforced rockfill |
| 2. Barrage du Vallon des Bimes (France) | Appendix 2 : Vallon des Bimes dam (France) |
| 3. Barrage de Taylor Draw (États-Unis) | Appendix 3 : Taylor Draw dam (USA) |
| 4. Barrage de Googong (Australie) | Appendix 4 : Googong dam (Australia) |
| 5. Barrage de Conqueyrac (France) | Appendix 5 : Conqueyrac dam (France) |
| 6. Détails de calcul du paragraphe 3.3.4 | Appendix 6 : Calculation details on section 3.3.4 |
| 7. Détails de calcul du paragraphe 3.3.5 | Appendix 7 : Calculation details on section 3.3.5 |

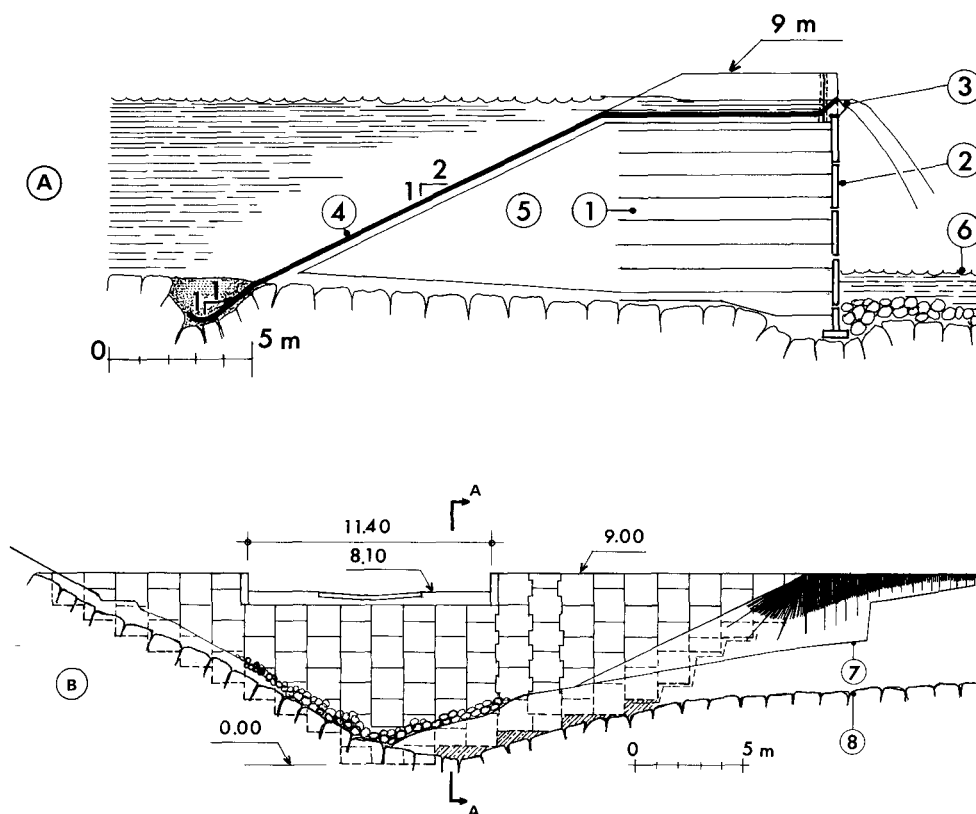
LISTE DE BARRAGES AVEC ENROCHEMENT ARMÉ
LIST OF DAMS WITH REINFORCED ROCKFILL

| Name of the dam | Year of completion | Country | Remarks |
|---------------------|--------------------|--------------|--|
| Prins River | 1917 | South Africa | Overtopped - Little damage |
| Bellair | 1920 | South Africa | Overtopped - No damage |
| San Ildefonso | 1942 | Mexico | Overtopped - Slight damage |
| Sirinumu | 1963 | New-Guinea | Overtopped - Slight damage |
| Borumba | 1964 | Australia | Overtopped - Minor damage |
| Arthurs Lake | 1965 | Australia | Flood flow through - No damage |
| Pit 7 Afterbay | 1965 | USA | Overtopped regularly - Damaged |
| Bridle Drift | 1967 | South Africa | Overtopped - Failed partially |
| Rowallan | 1967 | Australia | |
| Parangana | 1968 | Australia | |
| Kangaroo Creek | 1969 | Australia | |
| Pindari | 1969 | Australia | Flood flow through - No damage |
| Lesapi | 1970 | Zimbabwe | Overtopped - Minor damage |
| Wilmot | 1970 | Australia | |
| Cethana | 1971 | Australia | Overtopped - Failed Later, flood flow through - No damage |
| Paloona | 1971 | Australia | Overtopped - Minor damage |
| Serpentine | 1971 | Australia | |
| Toonumbar | 1971 | Australia | |
| Lostock | 1971 | Australia | |
| Moochalabra | 1972 | Australia | Overtopped - Minor damage |
| Ord River | 1972 | Australia | Overtopped - No damage |
| Scotts Peak | 1973 | Australia | |
| Monduran | 1974 | Australia | Overtopped - Slight damage |
| Xonxa | 1974 | South Africa | Overtopped - Failed |
| Advancetown (Hinze) | 1974 | Australia | |
| Siya | 1975 | Zimbabwe | Overtopped - Minor damage |
| Brogo | 1976 | Australia | Flood flow through - No damage |
| Googong | 1977 | Australia | Overtopped - Minor damage |
| Little Para | 1977 | Australia | |
| Mackintosh | 1981 | Australia | Overtopped - No damage |

| Name of the dam | Year of completion | Country | Remarks |
|---|--------------------|--------------|-----------------------------------|
| Murchison | 1982 | Australia | |
| Bastyan | 1983 | Australia | |
| Boondooma | 1983 | Australia | |
| Clarrie Hall | 1983 | Australia | |
| Glennies Creek | 1983 | Australia | |
| Windamere | 1984 | Australia | |
| Harding | 1985 | Australia | Overtopped - No damage |
| Wivenhoe | 1985 | Australia | Flood flow through - No damage |
| Awoonga High | 1986 | Australia | Overtopped - Substantial damage * |
| Reece | 1986 | Australia | |
| Elandsjagt | 1987 | South Africa | |
| Fika Patso | 1987 | South Africa | |
| Split Rock | 1987 | Australia | |
| Bjelke-Petersen | 1988 | Australia | Overtopped - No damage |
| Baroon Pocket | 1989 | Australia | |
| Crotty | 1991 | Australia | |
| Peter Faust | 1991 | Australia | Overtopped - No damage |
| (*) Partial failure resulted from sudden flood which did not allow time to complete welding of bars that were in place. | | | |

BARRAGE DU VALLON DES BIMES

Il fait l'objet de la Fig. 28 ci-après. Construit en 1973, près de la ville de Toulon dans le sud de la France, il retient une réserve d'eau en vue de la lutte contre les incendies. D'une hauteur de 9 mètres, il a une longueur en crête de 36 mètres dont 11,40 mètres aménagés en déversoir. Le sol de fondation est un schiste métamorphique en partie recouvert d'éboulis.



Le corps du barrage est constitué d'un massif armé avec parement côté aval, flanqué d'une recharge amont recouverte d'une étanchéité de surface raccordée sur le parement du massif armé.

Le parement aval est constitué d'écailles en béton classique du procédé « La Terre Armée », et les armatures sont des plats lisses en acier galvanisé de $80 \times 3 \text{ mm}^2$ de section.

VALLON DES BIMES DAM

This dam, shown in Fig. 28 below, was built in 1973, near the city of Toulon in the south of France. It has a height of 9 metres and a reservoir for fire-fighting purposes. Its crest length is 36 metres including a spillway of 11.40 metres. The foundation ground is a metamorphic schist partly covered by talus.

Fig. 28

Vallon des Bimes dam (France).

Barrage du Vallon des Bimes (France).

- | | |
|-------------------------------|--|
| (A) Cross-section. | (A) <i>Coupe transversale.</i> |
| (B) Downstream elevation. | (B) <i>Élévation aval.</i> |
| (1) " Reinforced Eart " body. | (1) <i>Massif de " Terre Armée ".</i> |
| (2) Facing panels. | (2) <i>Parement aval.</i> |
| (3) Spilling beam. | (3) <i>Poutre déversante.</i> |
| (4) Impervious lining. | (4) <i>Revêtement étanche.</i> |
| (5) Upstream shell. | (5) <i>Recharge amont.</i> |
| (6) Stilling basin. | (6) <i>Bassin de tranquillisation.</i> |
| (7) Existing ground. | (7) <i>Sol naturel.</i> |
| (8) Bedrock. | (8) <i>Bedrock.</i> |

The body of the dam is made up of a reinforced fill with facing panels on the downstream side, flanked by an upstream shell covered by an impervious layer connected to the facing panels.

The downstream facing consists of conventional concrete panels, and the reinforcements are galvanized smooth steel strips with a cross-section of $80 \times 3 \text{ mm}^2$.

L'étanchéité est constituée par un géotextile imprégné de bitume appliqué sur le parement amont incliné à 2 H/1 V. Elle est protégée par une chape de 7 cm de béton maigre et repose sur un drain en gravier de 30 cm d'épaisseur. Une couche drainante semblable est également placée sous le corps du barrage. Deux piézomètres dans le remblai permettent un contrôle du fonctionnement de cette étanchéité.

Un parafouille en béton est disposé sous le parement d'écailles.

L'évacuateur de crue est constitué par la partie centrale du barrage où une poutre en béton armé coiffe le mur d'écailles. Il a une capacité de 20 m³/s, pour une lame déversante de 1 m d'épaisseur. Un bassin de dissipation en enrochement de 2 m de profondeur est aménagé à l'aval du déversoir. Un tuyau de vidange de diamètre 0,30 m traverse le pied du barrage au point bas.

Le barrage a été construit entre le 15 octobre 1972 et le 10 février 1973. Il s'est comporté, depuis lors, de façon tout à fait satisfaisante. Les piézomètres sont stabilisés, depuis la mise en service, à 0,5 m au-dessus du sol de fondation.

Les dépenses de construction (180 000 F de l'époque) se sont réparties de la façon suivante entre les différents postes :

- Décapage, parafouille, ouvrage de vidange, dérivation : 23 %
- Parement, armatures et poutre déversante : 42 %
- Remblai : 21 %
- Étanchéité : 14 %

The impervious layer consists of a bitumen impregnated geotextile applied to the upstream facing inclined at 2 H/1 V. This layer is protected by a 7 cm lean concrete blanket and is built on a gravel drain 30 cm thick. A similar pervious layer is also located beneath the body of the dam. Two piezometers in the backfill make it possible to monitor this impervious system.

A concrete cut-off is placed under the facing panels.

The spillway consists of the central part of the dam where a reinforced concrete beam tops the downstream facing. It has a capacity of 20 m³/s, for a head of one metre. A riprap lined dissipator basin 2 m deep is located downstream of the spillway. An outlet pipe with a diameter of 0.30 m traverses the toe of the dam at the lowest point.

The dam was built between 15 October 1972 and 10 February 1973 and has since then performed satisfactorily. The piezometers have been stable, since their installation, 0.5 m above the foundation ground.

The breakdown of construction costs (180 000 FF at that time) for the various items are as follows :

- Stripping topsoil, cut-off, outlet works, diversion works : 23 %
- Facing, reinforcements and spilling beam : 42 %
- Backfill : 21 %
- Impervious system : 14 %

BARRAGE DE TAYLOR DRAW

Il fait l'objet de la Fig. 29 ci-après. Construit en 1984 dans l'État du Colorado (États-Unis), il a une vocation multiple (stockage d'eau, écrêtement des crues, tourisme). Il retient un réservoir de 17 hm³ de capacité. Haut de 22,50 m, il a une longueur de 380 m. Il est composé d'une partie centrale déversante de 154 m de long, en « Terre Armée », et de deux digues d'extrémité en terre. Le sol de fondation est principalement constitué de schistes et de grès surmontés de dépôts assez perméables.

La partie centrale du barrage est constituée d'un massif en « Terre Armée » avec parement côté aval, flanqué d'une recharge amont imperméable à talus incliné à 3 H/1 V, protégée par un riprap. Un filtre-drain « cheminée » est aménagé dans la partie amont du massif en « Terre Armée ». Il est relayé par un drain horizontal, sous le massif armé; un deuxième drain vertical est disposé contre le parement du massif. Aux deux extrémités du déversoir, deux murs en aile en « Terre Armée », orientés amont-aval, servent de bajoyer au bassin de réception du déversoir et de limite aux recharges aval des deux digues d'extrémité.

Les parements sont constitués d'écailles en béton classique du procédé « La Terre Armée », et les armatures sont des plats en acier galvanisé de 60 × 5 mm² de section, à adhérence améliorée. Le remblai du massif armé a fait l'objet de prescriptions précises quant à sa granulométrie. Il en est de même du matériau pour drains-filtres. Le massif amont étanche est constitué de silt et d'argile provenant d'un gîte voisin. L'eau collectée dans les drains est évacuée par un système de tubes, perforés ou non, de 15 à 20 cm de diamètre.

Une tranchée para fouille a été creusée dans le bedrock sous la recharge étanche, après enlèvement du terrain de couverture. Un mur para fouille en béton a de même été encastré dans le rocher, sous les parements des massifs de « Terre Armée ».

L'évacuateur de crue est capable d'évacuer un débit de 1 850 m³/s. La crête du déversoir est constituée d'un tapis en béton qui surmonte le massif armé. Ce tapis comporte un seuil profilé suivi d'une cuillère, assurant une mise en vitesse de l'eau. La nappe, ainsi éloignée du parement du barrage, retombe dans un bassin de dissipation de 3 m de profondeur. Un système de drainage et de collecte des fuites éventuelles est aménagé sous le tapis de crête en béton.

Les ouvrages de vidange de fond ont été aménagés en souterrain sous la digue d'extrémité rive gauche.

Le barrage a été construit entre septembre 1982 et septembre 1984. Il s'est comporté depuis lors de façon tout à fait satisfaisante.

On estime que l'utilisation de la « Terre Armée » a permis d'économiser, sur le projet, 1 million de dollars.

TAYLOR DRAW DAM

This dam, shown in Fig. 29, was built in 1984 in the State of Colorado (United States) to provide water storage, flood control and recreational facilities. It has a reservoir with a 17 hm^3 capacity. It is 22.50 m high, 380 m long and consists of a central overflow "Reinforced Earth" part, 154 m long, and two earth embankments at either end. The foundation ground is made up mainly of schists and sandstone covered by fairly permeable overburden.

The central part of the dam consists of a "Reinforced Earth" body with downstream facing, flanked by an upstream impervious shell with a slope inclined at 3 H/1 V, protected by riprap. A chimney filter drain is provided in the upstream part of the reinforced fill body. There is a horizontal drain beneath the reinforced body and a second vertical drain located behind the facing. At either end of the spillway, two wing walls in "Reinforced Earth", oriented upstream-downstream, serve as side walls for the spillway basin and as a limit for the downstream shells of the two end embankments.

The downstream facings are made of conventional concrete panels and the reinforcements are galvanized steel ribbed strips ($60 \times 5 \text{ mm}^2$ cross-section). The selected backfill of the reinforced body complies with precise specifications for grain sizes as does filter-drain material. The upstream impervious shell is composed of silt and clay from a neighbouring deposit. The water collected in the drains is removed by a system of perforated and non-perforated tubes, 15 and 20 cm in diameter.

A cut-off trench was excavated in the bedrock beneath the impervious shell, following removal of the overburden. A concrete cut-off wall was also embedded in the rock, under the "Reinforced Earth" facing panels.

The spillway can discharge a flow of $1\,850 \text{ m}^3/\text{s}$. The spillway crest consists of a concrete apron covering the reinforced body. This apron is composed of a streamlined sill followed by a flip bucket assuring the gradual increase of water velocity. The nappe thus kept from the dam face, cascades into a dissipation pool 3 m deep. A system for collecting and draining any seepage is located beneath the concrete crest blanket.

The bottom outlets were built underground below the left-bank embankment.

The dam was constructed between September 1982 and September 1984 and its behaviour since that time has been satisfactory.

The use of "Reinforced Earth" for this project resulted in a savings estimated at 1 million US dollars.

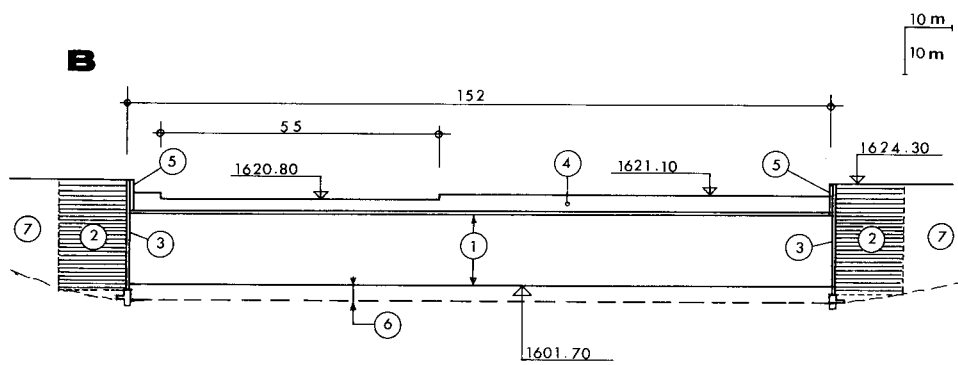
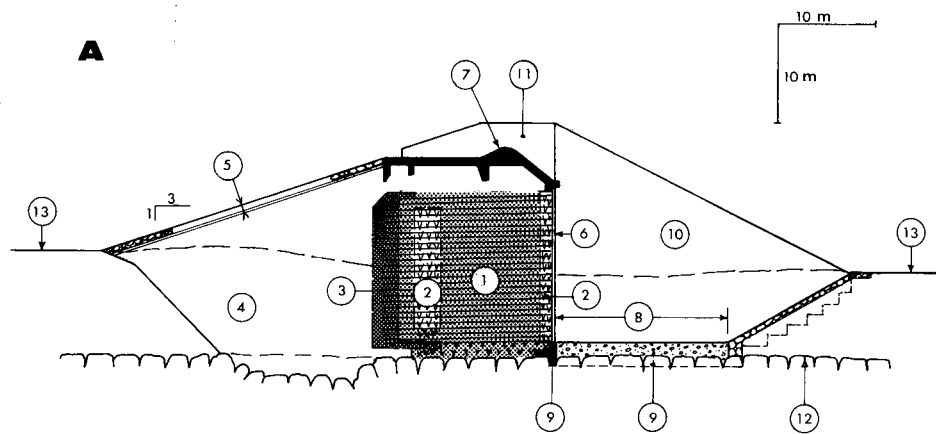


Fig. 29

Taylor Draw dam (USA).
Barrage de Taylor Draw (États-Unis).

- | | |
|---|--|
| (A) Cross-section. | (A) Coupe transversale. |
| (1) " Reinforced Earth " body. | (1) Massif de « Terre Armée ». |
| (2) Drain. | (2) Drain. |
| (3) Filter. | (3) Filtre. |
| (4) Upstream impervious shell. | (4) Recharge amont étanche. |
| (5) Riprap. | (5) Riprap. |
| (6) Facing concrete panels. | (6) Parement (écailles de béton). |
| (7) Spillway crest. | (7) Crête déversante. |
| (8) Stilling basin. | (8) Bassin de tranquillisation. |
| (9) Reinforced concrete cut-off. | (9) Parafouille en béton armé. |
| (10) Wing wall (" Reinforced Earth "). | (10) Mur en aile en « Terre Armée ». |
| (11) Spillway side wall. | (11) Bajoyer du déversoir. |
| (12) Bedrock. | (12) Bedrock. |
| (13) Existing ground. | (13) Sol naturel. |
| (B) Downstream elevation. | (B) Élévation aval. |
| (1) Overflow " Reinforced Earth " body. | (1) Massif de « Terre Armée » déversant. |
| (2) Wing walls " Reinforced Earth " body. | (2) Murs en aile en « Terre Armée ». |
| (3) Wing walls facing panels. | (3) Parement des murs en aile. |
| (4) Spillway crest. | (4) Crête déversante. |
| (5) Spillway side walls. | (5) Bajoyers du déversoir. |
| (6) Cut-off. | (6) Parafouille. |
| (7) Wing embankments. | (7) Digues latérales. |

BARRAGE DE GOOGONG

Les éléments de la description qui suit sont extraits du rapport intitulé « Raising Googong Dam for the new PMF », de MM. Mike Smith et Javad Tabatabaei (Bibl. 5.2.2).

Le barrage de Googong, en Australie, est un barrage en terre et enrochement de 62 m de haut. Sa construction, qui eut lieu entre 1975 et 1977, bénéficia de la technique de l'enrochement armé pour la protection de son talus aval. Le « débit de projet » de son déversoir était, à l'origine, de 4 300 m³/s, le débit naturel de la « PMF » étant de 4 500 m³/s.

Vers le milieu des années 1980, le débit naturel de la « PMF » fut réévalué et estimé à 10 500 m³/s, la capacité de déversement nécessaire correspondante étant alors portée à 9 500 m³/s.

Le moyen choisi pour écouler ce débit fut de surélever de 4,5 m le barrage existant à l'aide d'une hausse en remblai armé. Le système adopté fut le système « Websol », qui met en œuvre des parements en panneaux de béton préfabriqués, tenus par des ancrages à frottement disposés dans le remblai accumulé derrière eux (Fig. 30). Ces parements comportèrent la mise en place de 4 000 m² de panneaux mesurant chacun 2 m de long, 1,6 m de haut et 160 mm d'épaisseur. La finition esthétique des panneaux est du type « parement lavé », les granulats étant apparents; le couronnement des parements est constitué d'éléments de béton préfabriqués. Les panneaux de la rangée inférieure sont fondés sur une semelle de 0,3 m de large et 0,15 m d'épaisseur. Une cambrure de 0,3 m a été donnée à l'ensemble, identique à celle qui subsistait sur le barrage existant.

Les éléments de base du système « Websol » sont des tirants à frottement constitués de nappes de câbles en fibre polyester enrobés de polyéthylène. A Googong, chaque bande comporte 10 câbles à torons de 5 tonnes de résistance nominale. Les tirants sont continus, sans aucun raccord, et fixés sur les panneaux de parement par l'intermédiaire de boucles de liaison et d'attaches scellées. Boucles et attaches sont protégées par un revêtement en PVC de 3 mm d'épaisseur.

Il convient de préciser que certains ont été préoccupés par les problèmes de fluage et les risques de dégradation des tirants (hydrolyse dans certaines conditions d'humidité). Dans le système « Websol », on s'est efforcé de tenir les fibres en polyester à l'abri de l'humidité par différents moyens tels que l'enrobage de polyéthylène, la continuité des tirants et le cachetage de leurs extrémités. Quant au fluage, il dépend des contraintes, d'où l'adoption de coefficients de sécurité très larges afin que ses effets restent dans des limites acceptables.

Des témoins de durabilité (4 par panneau) ont été disposés derrière trois panneaux en vue de leur extraction ultérieure pour vérifier l'absence de signe de dégradation.

GOOGONG DAM

The following description is extracted from the paper “ Raising Googong Dam for the new PMF ”, by Mike Smith and Javad Tabatabaei (Bibl. 5.2.2).

Googong Dam, a 62 m high earth and rockfill dam, was constructed in Australia from 1975 to 1977 (using the reinforced rockfill technology). The original spillway design flood was 4 300 m³/s for an inflow PMF of 4 500 m³/s.

In the mid 1980's, the inflow PMF was reassessed at 10 500 m³/s, resulting in an outflow of 9 500 m³/s when routed through the reservoir.

The method to discharge this new PMF design flood was a 4.5 m raising of the existing dam, using a reinforced fill retaining wall system. The system selected was the “ Websol ” frictionally anchor system, which consists of precast concrete panels held in place by frictional anchors in the retained fill (Fig. 30). In this installation a total of 4 000 m² of panels, nominally 2 m long, 1.6 m high and 160 mm thick, were used in the walls. The precast panels were given an exposed aggregate finish for appearance reasons and the walls were topped with a precast concrete capping. The initial row of panels were founded on a levelling strip footing, 300 mm wide and 150 mm high. The walls were given a 0.3 m camber to follow the camber remaining in the embankment.

Basic of the « Websol » wall system are the frictional anchors made of polyethylene coated, polyester fibre, multicords. Straps of 10 strand multicords with a 5 tonne rated capacity were used. The straps which are installed in a continuous pattern were connected to the precast panels at attachment loops with inserted toggle bars. Attachment loops and toggle bars were protected by a 3 mm thick coating of PVC.

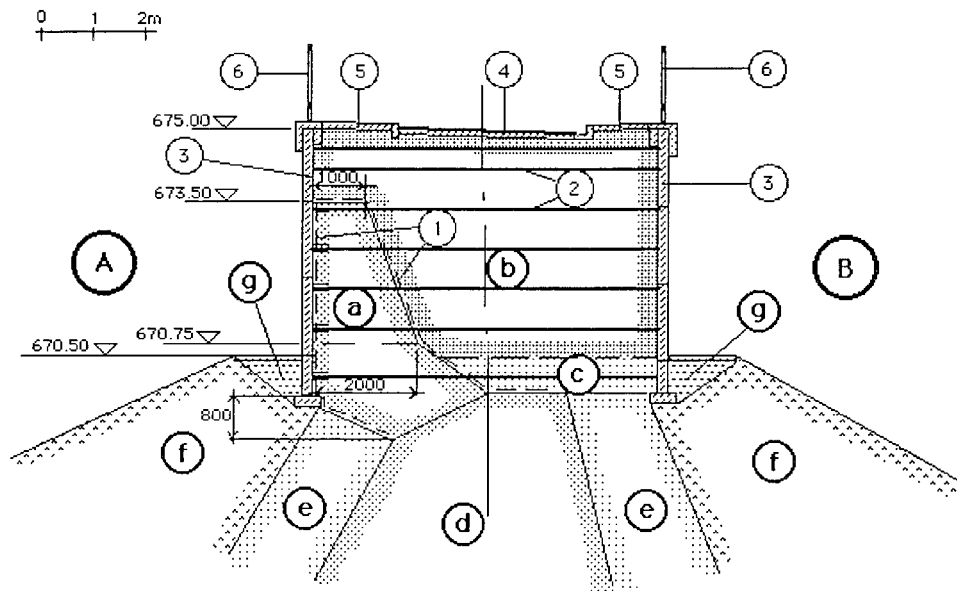
It should be noted there are concerns, by some, on creep and degradation of the straps (due to hydrolysis under certain moist conditions). Every effort is made in the “ Websol ” anchors system to exclude moisture from the polyester fibres including polyethylene sheathing, unconnected multicords and sealing of cut ends. Creep is load dependent and, hence, large safety factors are applied on the actual rated strap load to ensure that this is also kept within acceptable bounds.

Short test lengths of the anchor straps (4 per panel) were embedded in the fill behind three panels in such a way that they could be extracted as required during the life of the structure to check for any sign of deterioration.

En raison de la nature particulière de l'installation, qui comporte deux parements verticaux assez rapprochés, les tirants sont continus de parement à parement et le frottement ne joue pas le rôle fondamental qui est le sien dans les applications habituelles du procédé.

L'étanchéité est assurée par la présence d'une zone de matériau de remblai imperméable, fondée sur le noyau du barrage existant et régnant jusqu'au-dessus du niveau correspondant à la crue de projet. Elle occupe la partie amont du nouveau remblai et son épaisseur est telle que le gradient hydraulique moyen y soit toujours au maximum égal à 2. Le reste du remblai, qui représente la plus grande partie de son volume, est constitué d'un matériau graveleux auto-drainant. Des filtres en géotextile sont disposés entre les deux zones, ainsi qu'au contact de la surface décapée du barrage existant (sauf sur le noyau). Au total 3 050 m³ de matériau imperméable et 12 100 m³ de remblai graveleux ont été utilisés pour cette surélévation.

Les travaux ont été réalisés en 1990 et 1991.



Due to the nature of the installation most precast concrete panels in the wall system were not actually frictionally anchored but tied from wall to wall with multicords in a continuous arrangement.

A zoning of the retained fill to include an upstream impervious (zone 1) earthfill was adopted to provide the watertightness. The impervious zone was founded in contact with the existing embankment core and terminated above the predicted maximum flood level. The zone was of sufficient width to keep the seepage hydraulic gradient less than 2 at all levels. The remainder and major portion of the fill contained between the retaining walls was a free draining, granular fill. The differing fill materials including materials in the existing embankment were separated by geotextile filter fabric. A total of 3 050 m³ of impervious fill and 12 100 m³ of granular fill was used between the retaining walls in the embankment raising.

Remedial works took place in 1990-1991.

Fig. 30

Raising of Googong dam.
Surélévation du barrage de Googong.

- | | |
|--|---|
| (A) Upstream. | (A) Amont. |
| (B) Downstream. | (B) Aval. |
| (a) Zone 1, impervious fill. | (a) Zone 1, remblai imperméable. |
| (b) Select granular fill. | (b) Remblai graveleux trié. |
| (c) Nominal 500 mm thick zone of finer select granular fill. | (c) Zone de matériaux triés plus fins, de 500 mm d'épaisseur théorique. |
| (d) Earthfill core. | (d) Noyau en terre. |
| (e) Filter. | (e) Filtre. |
| (f) Rockfill. | (f) Enrochement. |
| (g) Second stage rock backfill. | (g) Remblai rocheux de deuxième phase. |
| (1) Geotextile filter fabric. | (1) Filtre en géotextile. |
| (2) Tendons. | (2) Tirants. |
| (3) Precast panel walls with " Websol " frictional anchorage system. | (3) Parements en panneaux de béton préfabriqués, système à ancrage par tirants à frottement « Websol ». |
| (4) Sealed pavement. | (4) Revêtement étanche. |
| (5) Footpath. | (5) Trottoir. |
| (6) Guard rail. | (6) Garde-corps. |

BARRAGE DE CONQUEYRAC

Le barrage de Conqueyrac (France) utilise la technique des murs à échelle. Dans le mur à échelle classique, le parement amont est constitué par une paroi en béton armé, verticale ou légèrement inclinée, retenue par des tirants en acier. Ceux-ci sont mis en place au fur et à mesure de la montée des remblais. Le mur assure l'étanchéité de l'ouvrage; il se fonde sur un parafoille engagé dans le rocher.

Les tirants sont enrobés dans une gaine de béton armé (ou précontraint) qui assure leur protection contre la corrosion. Dans le cas des barrages à échelle simples, on place à l'extrémité aval des tirants une tête d'ancrage noyée dans le remblai.

Les matériaux utilisables en remblai sont divers : ce sont des alluvions de rivière, des enrochements, ou des matériaux tout-venant (pas trop argileux) auxquels on demande seulement un bon angle de frottement interne.

La question des résurgences possibles sous le remblai à travers la fondation doit être évidemment considérée cas par cas (problème de filtres). Celui de Conqueyrac est, à cet égard, significatif.

Le barrage de Conqueyrac (1981-1982) est un double barrage à échelle, en ce sens que le parement aval est lui aussi en béton armé (Fig. 31). On l'a réalisé en dalles verticales, décalées et indépendantes entre elles, retenues par des tirants attachés au parement amont. L'aval du barrage est souple, perméable et peut s'accommoder de résurgences concentrées éventuelles. Il pourrait aussi supporter un certain déversement.

Le remblai employé était un petit enrochement bien indiqué à cause de la fondation de calcaire karstique pouvant donner lieu à des résurgences difficilement prévisibles, notamment en cas de crues. Les dalles aval, nommées « écailles », sont préfabriquées et traitées en facettes sur leurs faces apparentes (facettes inclinées). Les tirants, en acier, sont enrobés de béton légèrement précontraint.

Le principe du mur à échelle peut être employé à l'amont, comme il le fut à sa création, à l'aval, sur tout ou partie de la hauteur du barrage, avec possibilité de déversement, ou en système double, comme à Conqueyrac.

Ce système double confère à la zone de crête une structure intéressante sur les sites exposés aux séismes.

CONQUEYRAC DAM

Conqueyrac dam (France) was built in 1981-1982 using the “ladder wall” technology. In a conventional ladder wall, the upstream face is composed of a reinforced concrete wall that is vertical or slightly inclined and is held in place by steel rods. These tie rods are installed gradually, as the level of the fill rises. The wall ensures the watertightness of the dam and is founded on a cut-off in the rock.

The tie rods are embedded in concrete (reinforced or prestressed) to be protected against corrosion, and an anchor plate is embedded in the fill at the downstream end of each rod.

Various types of materials can be used as fill: river alluvium, rockfill or any natural material (that is not too clayey) for which only a good friction angle is required.

The question of possible leakage under the fill, through the foundation, must obviously be considered case by case (problem related to filters). Conqueyrac dam is, in this respect, a noteworthy example.

Conqueyrac dam is a double-sided ladder wall dam since its downstream face is also made of reinforced concrete. The dam was built by installing vertical slabs, which were staggered and independent from each other, using tie rods connected to the upstream face to hold them in place. The downstream side of the dam is flexible, permeable, and can bear eventual concentrated leakages. It could also withstand overtopping to a certain degree.

Small-sized rockfill was chosen as fill material because of karstic limestone nature of the foundation that could lead to unforeseeable leakages, especially in case of flood. The downstream slabs, called “scales”, were made of precast concrete and have been designed to provide an aesthetic outer appearance. Rods are made of steel, and embedded in slightly prestressed concrete sleeves.

The ladder wall principle can be used upstream (as was done when it was first created), downstream, and for the whole or a part of the height of a dam. The ladder wall can also withstand overtopping and be double-sided, as at Conqueyrac.

This double-sided system proves to be of particular interest for the crest zone of a dam on sites that are subject to earthquakes.

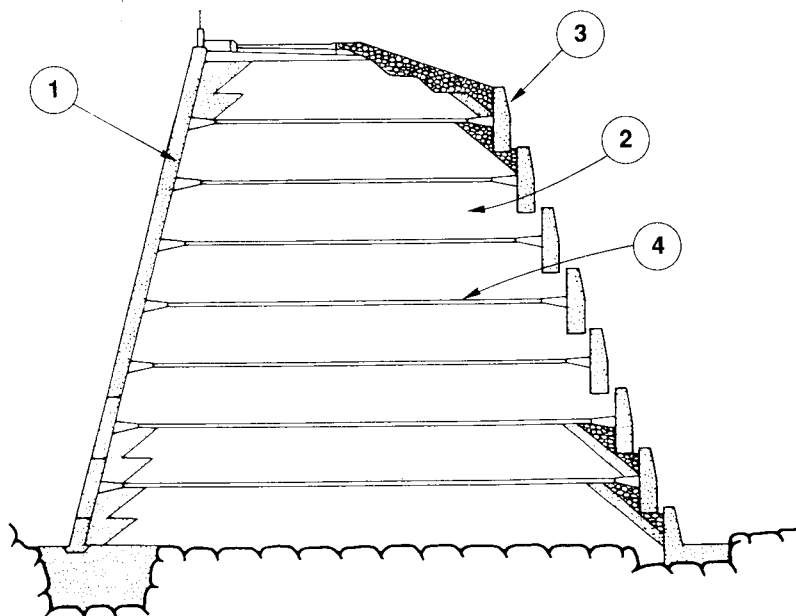


Fig. 31

Conqueyrac dam (France). Cross-section.

Barrage de Conqueyrac (France). Coupe transversale.

| | | | |
|--|-----------------------|--|-----------------------------|
| Maximum height | 21.2 m | <i>Hauteur maximale</i> | <i>21,2 m</i> |
| Width at base | 21 m | <i>Largeur à la base</i> | <i>21 m</i> |
| Crest length | 190 m | <i>Longueur en crête</i> | <i>190 m</i> |
| Fill volume | 30 000 m ³ | <i>Volume de remblai</i> | <i>30 000 m³</i> |
| Concrete volume | 6 500 m ³ | <i>Volume de béton</i> | <i>6 500 m³</i> |
| Tie-beam length | 8.5/17.6 m | <i>Longueur des tirants</i> | <i>8,5/17,6 m</i> |
| (1) Concrete upstream facing, thickness 0.5 m, slope 1 H/4 V. | | <i>(1) Masque amont en béton, épaisseur 0,50 m, fruit 1 H/4 V.</i> | |
| (2) Compacted rockfill. | | <i>(2) Enrochement compacté.</i> | |
| (3) " Scales ", height 2 m. | | <i>(3) « Écailles », hauteur 2 m.</i> | |
| (4) Steel tie-beams. | | <i>(4) Tirants en acier.</i> | |

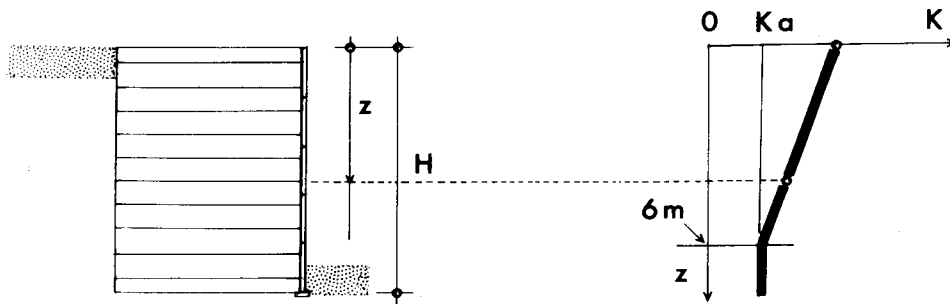
DÉTAILS DE CALCUL DU PARAGRAPHE 3.3.4

(Cas des armatures peu extensibles et souples)

Valeur du coefficient K

Ce coefficient K est déterminé empiriquement, à partir des résultats expérimentaux. Il décroît avec la profondeur Z à partir d'un maximum au sommet du remblai armé, jusqu'à une valeur égale au coefficient de poussée active K_a à une profondeur Z_o .

Pour le dimensionnement des ouvrages, le coefficient K est schématisé de la façon suivante (Fig. 32) :



$$K = K_a \Omega_1 \left[1,6 \left(1 - \frac{Z}{Z_o} \right) + \frac{Z}{Z_o} \right] \quad \text{pour } Z < Z_o = 6 \text{ m}$$

$$K = K_a \Omega_1 \quad \text{pour } Z > Z_o \quad \left| \begin{array}{l} \Omega_1 = 1 \text{ pour des armatures linéaires} \\ \Omega_1 = 1,5 \text{ pour des armatures en nappe} \end{array} \right.$$

La valeur de K_a est évaluée par la formule classique :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2} \right)$$

φ_1 étant l'angle de frottement interne du sol qui constitue le massif de remblai armé.

CALCULATION DETAILS ON SECTION 3.3.4

(Case of quasi-inextensible and flexible reinforcements)

Value of coefficient K

The coefficient K is determined empirically on the basis of experimental results. It decreases with depth Z from the top of the structure, down to a value equal to active pressure coefficient K_a at the depth Z_o .

For the design of structures, coefficient K is schematized as follows (Fig. 32) :

Fig. 32

Schematisation of coefficient K.
Schématisation du coefficient K.

$$K = K_a \Omega_1 \left[1.6 \left(1 - \frac{Z}{Z_o} \right) + \frac{Z}{Z_o} \right] \quad \text{for } Z < Z_o = 6 \text{ m}$$

$$K = K_a \Omega_1 \quad \text{for } Z > Z_o \quad \left| \begin{array}{l} \Omega_1 = 1 \text{ for linear reinforcements} \\ \Omega_1 = 1.5 \text{ for mesh reinforcements} \end{array} \right.$$

Value K_a is evaluated by the conventional formula :

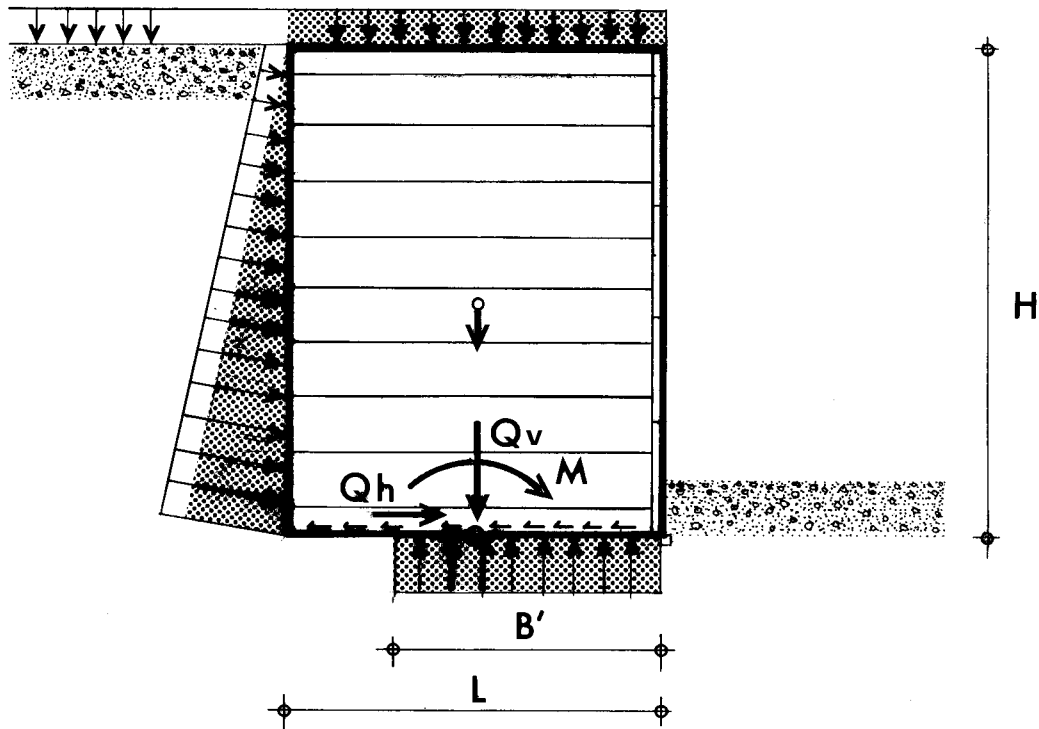
$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2} \right)$$

φ_1 being the internal friction angle of the soil which constitutes the reinforced fill body.

Calcul de s_v

Le calcul de σ_v en un point M du massif est fait en considérant l'équilibre global du volume de massif situé au-dessus du plan horizontal passant par M et soumis, outre son poids propre, aux efforts extérieurs tels que la surcharge d'exploitation et la poussée des remblais à l'arrière du massif (Fig. 33). On détermine au milieu de la base de ce volume les éléments de réduction de tous les efforts appliqués, et la contrainte est calculée simplement par la méthode de Meyerhof, selon la formule :

$$\sigma_v(z) = \frac{Q_v(z)}{L - 2e} \quad \text{où} \quad e = \frac{M(z)}{Q_v(z)} \quad (\text{Fig. 34})$$



Calculation of σ_v

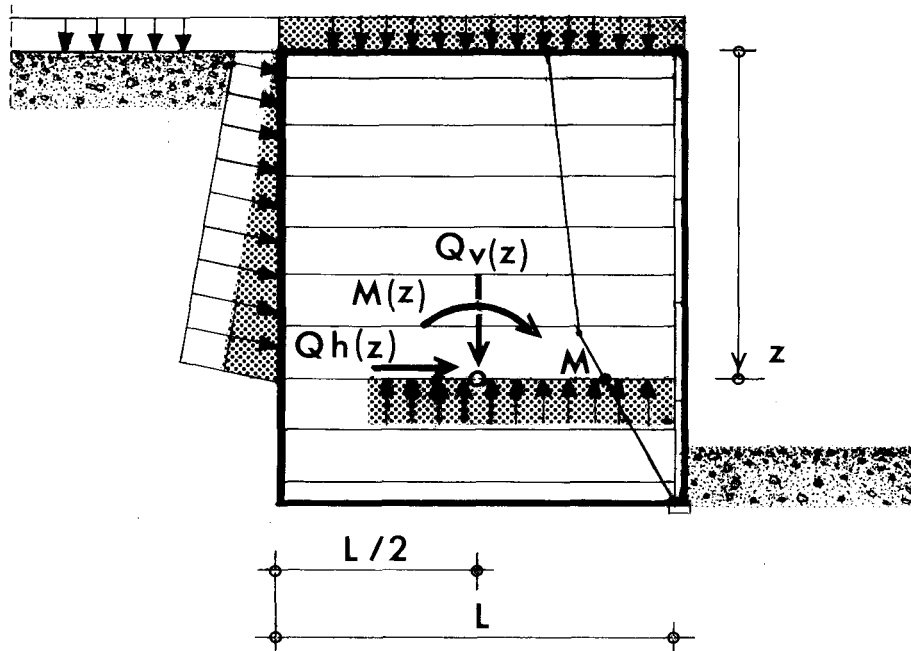
The calculation of σ_v at a point M of the reinforced fill mass is performed by considering the overall equilibrium of the volume part located above the horizontal plane passing by M and subjected, other than its own weight, to external actions such as operational overload and backfill pressure behind the volume (Fig. 33). The reduction elements of all the applied forces in the middle of the base of this volume are determined, and the stress is simply calculated by the Meyerhof method, according to the formula :

$$\sigma_v(z) = \frac{Q_v(z)}{L - 2e} \quad \text{where} \quad e = \frac{M(z)}{Q_v(z)} \quad (\text{Fig. 34})$$

Fig. 33

Actions on a reinforced fill body.

Efforts appliqués sur un massif de remblai armé.



On vérifie d'abord que l'effort de traction maximal T_m est inférieur à la résistance admissible de l'armature (en déduisant l'épaisseur sacrifiée à la corrosion). Une vérification complémentaire est effectuée au point d'assemblage sur le parement, déduction faite de la largeur du trou pour le boulon pour un effort $T_o < T_m$.

On vérifie d'autre part que l'armature n'est pas susceptible de glisser par rapport au remblai, en s'assurant que T_m est inférieur au frottement mobilisable (admissible) sur la longueur d'adhérence et les deux faces de l'armature. Ce frottement dépend de la contrainte verticale et du coefficient de frottement apparent f^* entre le remblai et les armatures.

Valeur du frottement apparent f^* (Cas du procédé « La Terre Armée »)

Avec les armatures crénelées à haute adhérence et dans les remblais convenablement compactés tels que ceux utilisés dans le procédé « La Terre Armée », la valeur de f^* peut être représentée par la loi suivante (Fig. 35) :

$$f^* = f_o^* \left(1 - \frac{Z}{Z_o} \right) + \frac{Z}{Z_o} \operatorname{tg} \varphi_1 \quad \text{pour } Z < Z_o = 6 \text{ m}$$

$$f^* = \operatorname{tg} \varphi_1 \quad \text{pour } Z > Z_o$$

Le coefficient f_o^* peut être évalué par la formule :

$$f_o^* \geq 1,2 + \log_{10} C_u$$



Fig. 34

Reduction elements of the applied forces on a reinforced fill body.
Éléments de réduction des forces appliquées sur un remblai armé.

Maximum tensile force T_m is first checked to see if it is less than the allowable reinforcement strength (not including the extra thickness provided for corrosion). An additional check is made at the fixing point on the facing, with a reduction made of the size of the hole for the bolt for an effort $T_o < T_m$.

A check is also made to see that the reinforcement is not likely to slide in the backfill, by making sure that T_m is less than the admissible shear-transfer on the adherence length and the two sides of the reinforcement. This shear-transfer depends on the vertical stress and on the apparent friction coefficient f^* between the backfill and the reinforcements.

Apparent shear-transfer value f^* (Case of a “ Reinforced Earth ” structure).

With high adherence ribbed reinforcements in suitably compacted fills as used in “ Reinforced Earth ” system, the value of f^* can be represented by the following formula (Fig. 35) :

$$f^* = f_o^* \left(1 - \frac{Z}{Z_o} \right) + \frac{Z}{Z_o} \tan \varphi_1 \quad \text{for } Z < Z_o = 6 \text{ m}$$

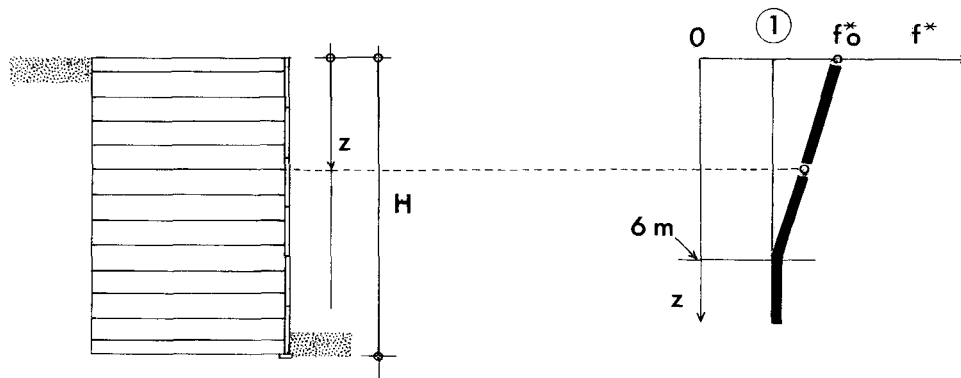
$$f^* = \tan \varphi_1 \quad \text{for } Z > Z_o$$

The coefficient f_o^* can be evaluated by the formula :

$$f_o^* \geq 1.2 + \log_{10} C_u$$

où C_u est le coefficient d'uniformité du remblai : $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

La forte valeur du coefficient de frottement apparent sous de faibles contraintes ($Z < 6 \text{ m}$ or $\sigma_v < 120 \text{ kPa}$) est la conséquence du phénomène de dilatance dans les remblais compacts. (La valeur de f_o^* est cependant couramment limitée à 1,5 quand la granulométrie du remblai n'est pas connue au moment de l'établissement du projet.)



where C_u is the backfill uniformity coefficient : $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

The high value of the apparent shear-transfer coefficient under low stresses ($Z < 6$ m or $\sigma_v < 120$ kP) is the result of the dilatancy phenomenon in compact fills (the f_o^* value is, however, commonly limited to 1.5 when the fill grading is not known at the time the project is drawn up).

Fig. 35

Representation law for f^* .

Loi de représentation de f^ .*

(1) $\tan \varphi_1$.

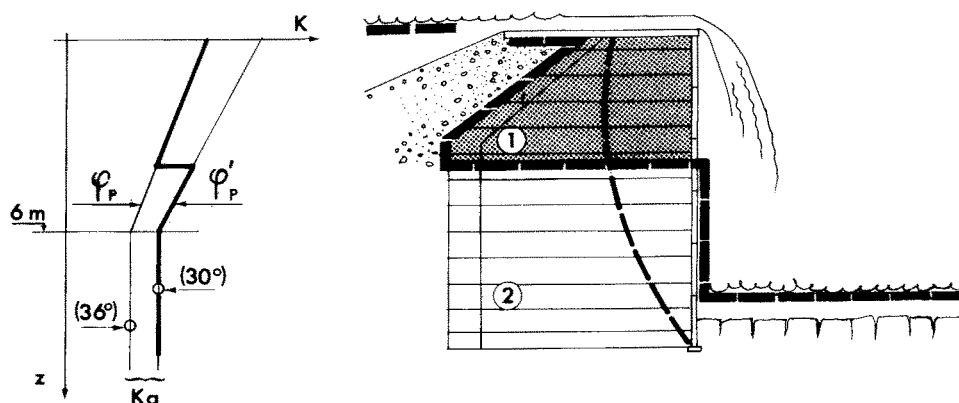
(1) $Tg \varphi_1$.

DÉTAILS DE CALCUL DU PARAGRAPHE 3.3.5

(Cas des armatures peu extensibles et souples)

Valeur du coefficient K

Le coefficient K qui lie les contraintes horizontale et verticale effectives dans le remblai armé est calculé, suivant le niveau et suivant que le point considéré est « hors d'eau » ou non, à partir des angles de frottement interne φ_p et φ'_p du remblai du massif (Fig. 36) (1).



φ_p et φ'_p sont les angles de frottement effectif mesurés respectivement sur des échantillons :

- à la teneur en eau optimale et compacté à l'OPN pour φ_p ;
- également compacté à l'OPN puis porté à saturation pour φ'_p .

Pour les remblais drainants, comprenant moins de 5 % de matériaux inférieurs à 80 microns, on considère que l'on a :

$$\varphi_p \text{ et } \varphi'_p > 36^\circ \quad (2)$$

Pour les remblais intermédiaires contenant moins de 10 % de fines inférieures à 20 microns, on peut admettre, de façon prudente, que :

$$\varphi_p \geq 36^\circ \quad \text{and} \quad \varphi'_p \geq 30^\circ$$

(1) φ_p : angle de frottement interne pour l'optimum Proctor normal (OPN).

(2) Dans certains cas, de tels matériaux peuvent ne pas se prêter à la détermination d'un « optimum Proctor », notamment s'ils sont trop perméables. Mais, dans ce cas, l'angle de frottement interne présente une bonne stabilité à une valeur supérieure à 36° .

CALCULATION DETAILS ON SECTION 3.3.5

(Case of quasi-inextensible and flexible reinforcements)

Value of coefficient K

The coefficient K which links the effective horizontal and vertical stresses in the reinforced fill is calculated according to the elevation and depending on whether the point considered is “above water level” or not, on the basis of internal friction angles φ_p and φ'_p of the fill (Fig. 36) (1).

Fig. 36

Coefficient K representation.

Représentation du coefficient K.

(1) Dry or moist.

(1) *Hors d'eau.*

(2) Saturated.

(2) *Saturé.*

φ_p and φ'_p represent the internal friction angles respectively measured on samples :

- with the optimum moisture content and SPO compacted, for φ_p ;
- also SPO compacted, then saturated, for φ'_p .

For pervious fills including less than 5 % of materials below 80 microns (200 sieve), it is considered, after experience, that the minimum would be :

$$\varphi_p \text{ and } \varphi'_p > 36^\circ \quad (2)$$

For intermediate fills containing less than 10 % of fines below 20 microns, a conservative figure would be :

$$\varphi_p \geq 36^\circ \quad \text{and} \quad \varphi'_p \geq 30^\circ$$

(1) φ_p : internal friction angle for the Standard Proctor Optimum (SPO).

(2) In certain cases, such materials may not respond to the Proctor test, especially if they are very pervious. But in such cases, the internal friction angle is fairly stable with a value greater than 36° .

Si malgré leurs inconvénients des matériaux intermédiaires comprenant 10 à 40 % de fines sont utilisés, le frottement interne qui gouverne directement le frottement entre le remblai et les armatures à haute adhérence dépend assez sensiblement du pourcentage de fines et de la teneur en eau. Il convient donc de mesurer cas par cas les angles de frottement qui interviennent dans les calculs de dimensionnement.

Calcul de σ'_v

Le calcul de σ'_v au point considéré reste fait en considérant l'équilibre du volume situé au-dessus de ce point, et par la méthode de Meyerhof. Au poids propre du massif, humide ou déjaugé suivant les zones, s'ajoutent les effets, pris en compte séparément, des poussées des terres (humides ou déjaugées) et des charges d'eau, toutes appliquées au contour même du massif, considéré comme un corps isolé.

Les schémas ci-dessous illustrent, à titre d'exemple, les efforts externes à prendre en compte dans deux cas typiques (Fig. 37 et 38).

If intermediate materials comprising 10 to 40 % of fines are used, in spite of their disadvantages, the internal friction which directly governs the shear-transfer between the fill and the highly adherent reinforcements, depends to an appreciable extent on the percentage of fines and on the water content. The friction angles taken into account in sizing calculations should therefore be measured case by case.

Calculation of σ'_v

The calculation of σ'_v at the considered point is also performed by considering the equilibrium of the part located above this point, using the Meyerhof method. In addition to the weight of the fill, wet or buoyant according to the zones, the effects of wet or buoyant earth pressures and water pressures are taken into account separately, all these pressures exerted on the boundaries of the body itself, considered as a separate structure.

The diagrams below provide an illustration of the external loads to be taken into account in two typical cases (Fig. 37 and 38).

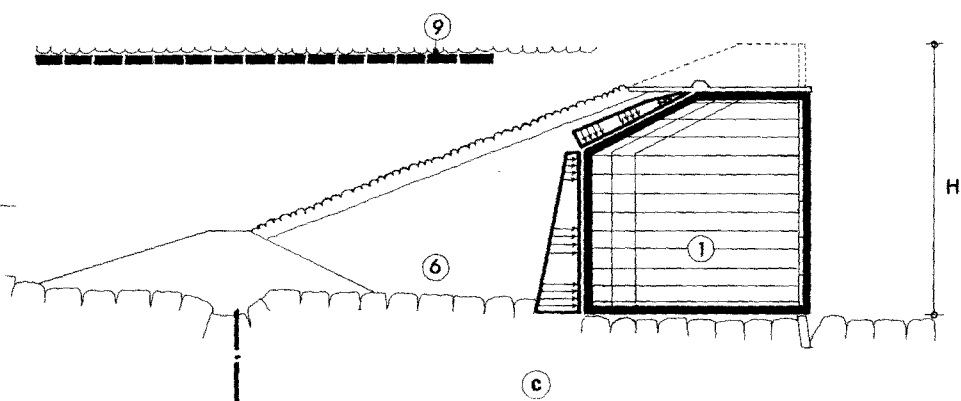
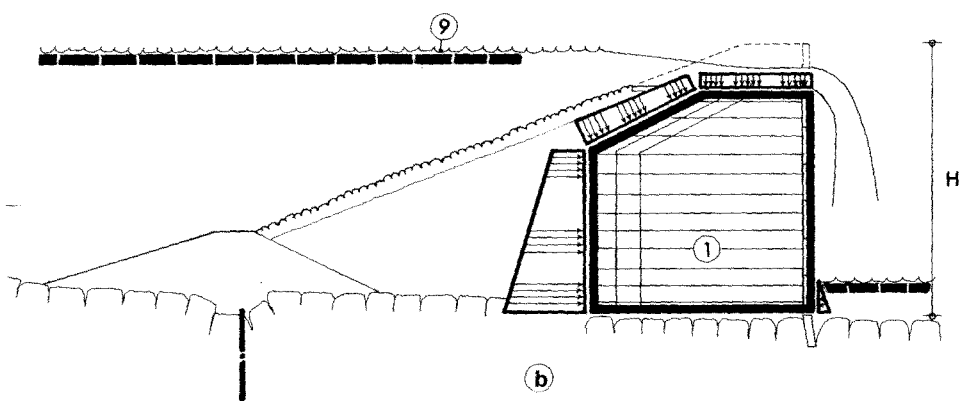
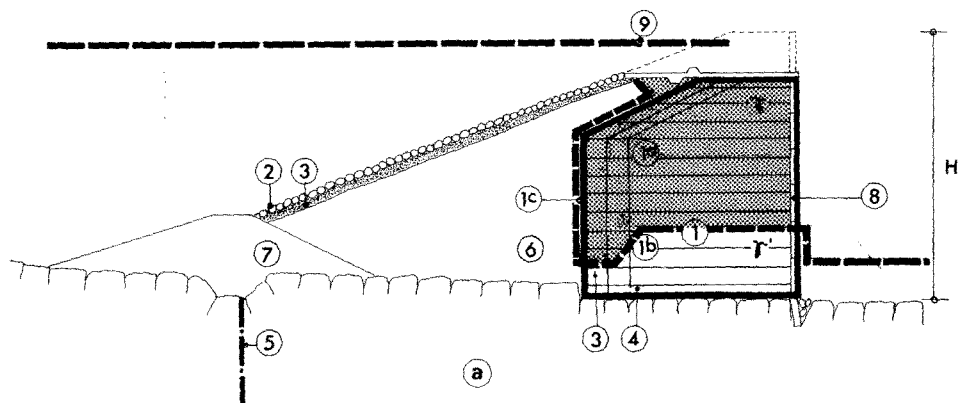


Fig. 37

Dam with impervious core.

Barrage à noyau étanche.

- | | |
|---------------------------------------|---|
| Ⓐ Dead weight of the reinforced body. | Ⓐ <i>Poids propre du massif armé.</i> |
| Ⓑ Water thrust. | Ⓑ <i>Poussées extérieures de l'eau.</i> |
| Ⓒ Earth thrust. | Ⓒ <i>Poussée des terres.</i> |
| (1 a) Dry or moist. | (1 a) <i>Hors d'eau.</i> |
| (1 b) Saturated. | (1 b) <i>Saturé.</i> |
| (1 c) Reinforced fill outline. | (1 c) <i>Contour du remblai armé.</i> |
| (1) Reinforced fill. | (1) <i>Remblai armé.</i> |
| (2) Riprap. | (2) <i>Riprap.</i> |
| (3) Filter. | (3) <i>Filtre.</i> |
| (4) Drain. | (4) <i>Drain.</i> |
| (5) Grout curtain. | (5) <i>Rideau d'étanchéité.</i> |
| (6) Impervious core. | (6) <i>Noyau étanche.</i> |
| (7) Cofferdam. | (7) <i>Batardeau.</i> |
| (8) Concrete panels. | (8) <i>Parement.</i> |
| (9) Maximum water level. | (9) <i>Plus hautes eaux.</i> |

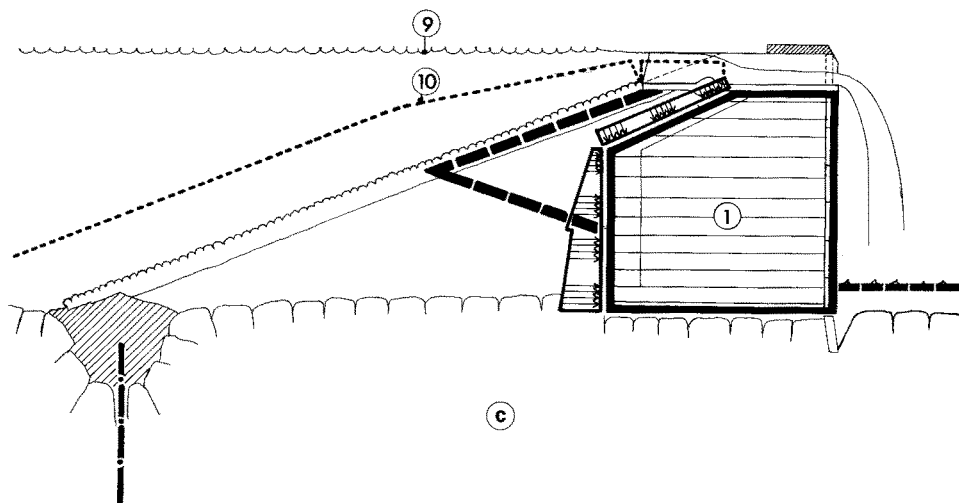
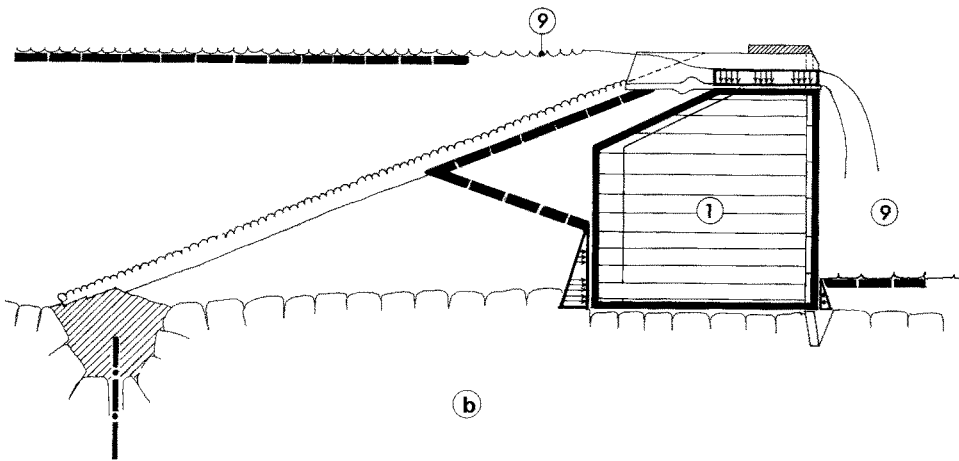
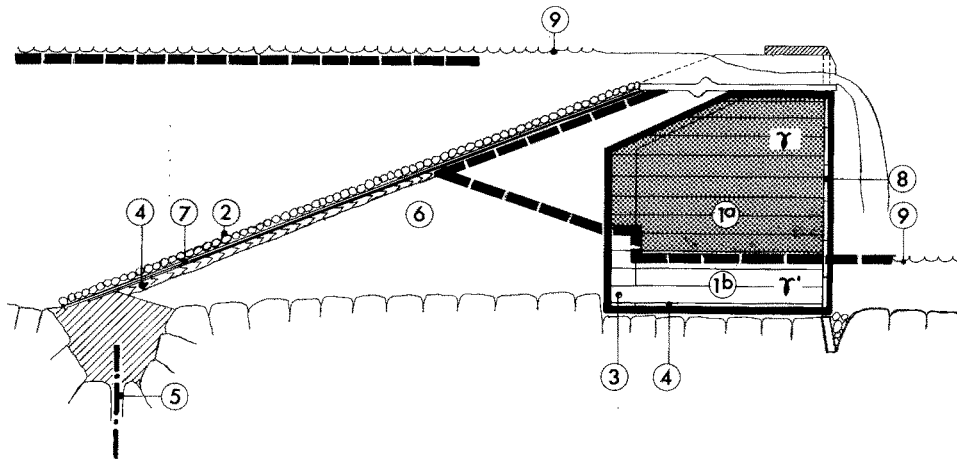


Fig. 38

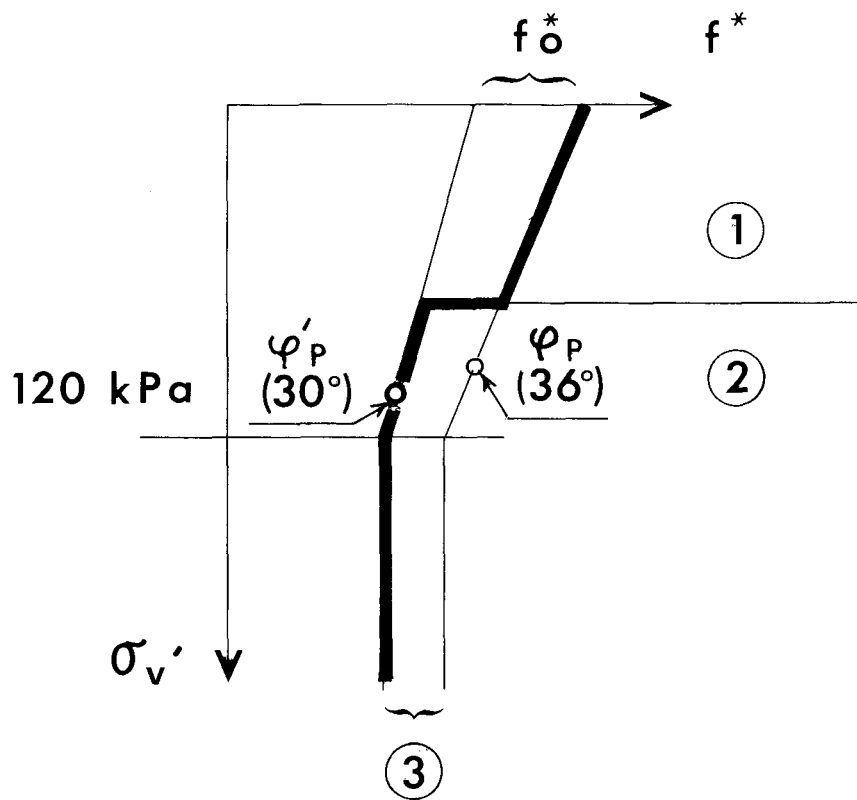
Dam with upstream facing.

Barrage à masque d'étanchéité amont.

- | | |
|---------------------------------------|----------------------------------|
| Ⓐ Dead weight of the reinforced body. | Ⓐ Poids propre du massif armé. |
| Ⓑ Water thrust. | Ⓑ Poussées extérieures de l'eau. |
| Ⓒ Earth thrust. | Ⓒ Poussée des terres. |
| (1 a) Dry or moist. | (1 a) Hors d'eau. |
| (1 b) Saturated. | (1 b) Saturé. |
| (1) Reinforced fill. | (1) Remblai armé. |
| (2) Riprap. | (2) Riprap. |
| (3) Filter. | (3) Filtre. |
| (4) Drain. | (4) Drain. |
| (5) Grout curtain. | (5) Rideau d'étanchéité. |
| (6) Common fill. | (6) Remblai courant. |
| (7) Impervious facing. | (7) Étanchéité. |
| (8) Concrete panels. | (8) Parement. |
| (9) Maximum water level. | (9) Plus hautes eaux. |
| (10) Water pressure on the shell. | (10) Pression de l'eau. |

Calcul du coefficient f^* (cas du procédé « La Terre Armée »)

L'adhérence des armatures est vérifiée dans la zone résistante, en prenant comme charge verticale sur l'armature la contrainte effective σ_v' seule susceptible de développer du frottement. Le coefficient f^* (pour les armatures à haute adhérence) est calculé, suivant le niveau et selon que le point est « hors d'eau » ou non, à partir des valeurs de φ_p et φ_p' (Fig. 39).



Calculation of f^* (case of a “ Reinforced Earth ” structure)

The adherence of reinforcements is checked in the resistant zone by taking effective stress σ'_v as vertical load on the reinforcement, the only one being able to develop shear transfer. The coefficient f^* (for high adherence reinforcements) is calculated, according to the level and depending on whether the point is “ above water level ” or not, from φ_p and φ'_p values (Fig. 39).

Fig. 39

Representing law for f^* in a dam.

Loi de représentation de f^ dans un barrage.*

(1) Dry or moist.

(2) Saturated.

(3) $\tan \varphi$.

(1) *Hors d'eau.*

(2) *Saturé.*

(3) *Tg φ .*

Imprimerie de Montligeon
61400 La Chapelle Montligeon
Dépôt légal : avril 1993
N° 16382
ISSN 0534-8293
Couverture : Olivier Magna

Copyright © ICOLD - CIGB

Archives informatisées en ligne



Computerized Archives on line

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



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