

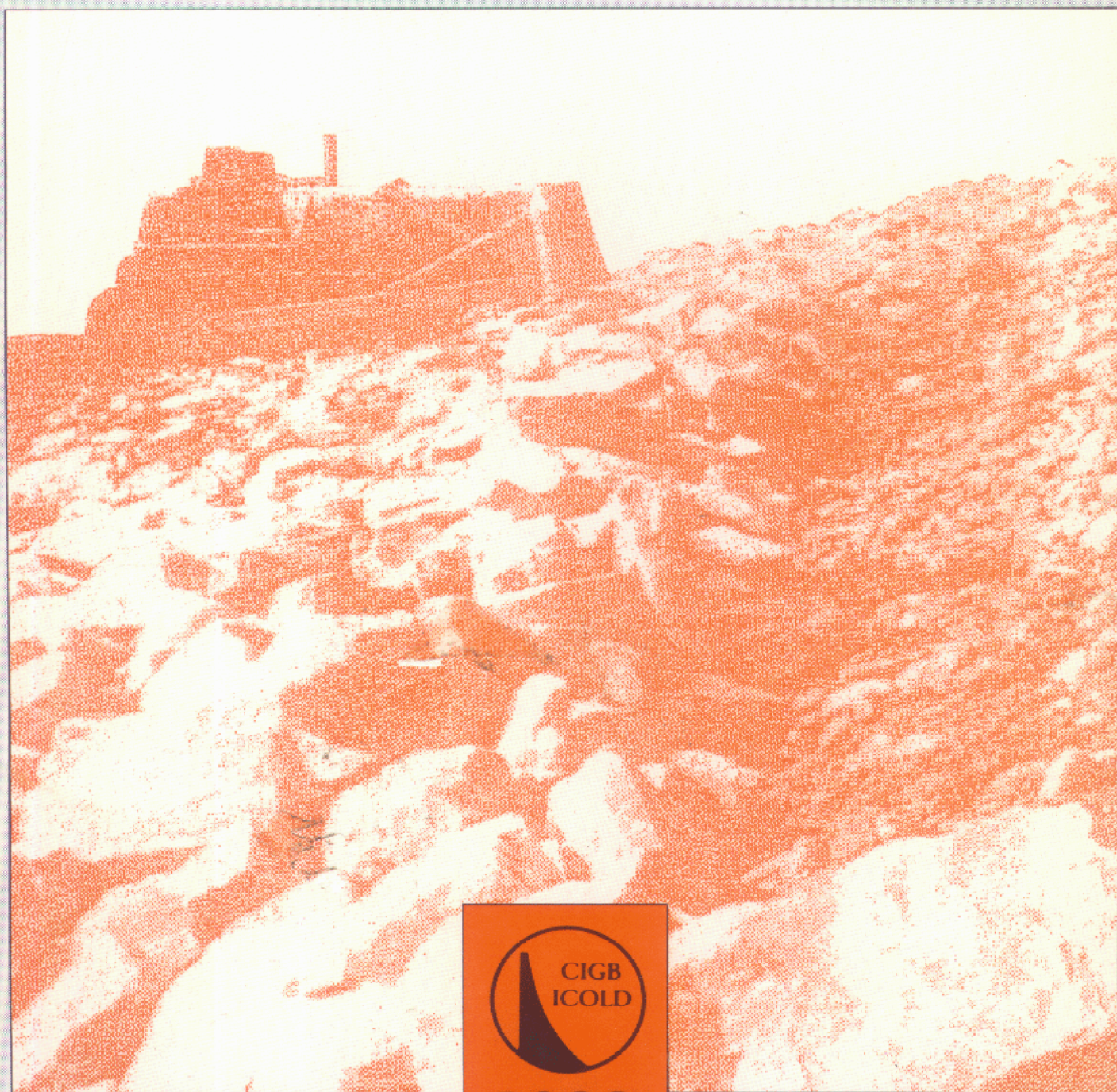
EMBANKMENT DAMS UPSTREAM SLOPE PROTECTION

Review and recommendations

BARRAGES EN REMBLAI PROTECTION DU TALUS AMONT

Synthèse et recommandations

Bulletin 91



1993

The cover illustration is reproduced from Fig.13 (page 72).
Placing riprap on an upstream slope, Meeks Cabin Dam, USA.

*L'illustration de couverture reproduit la Fig. 13 du Bulletin (page 72).
Mise en place de riprap sur un talus amont, barrage Meeks Cabin, États-Unis.*

Original text in English
French translation by Y. Le May

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

EMBANKMENT DAMS UPSTREAM SLOPE PROTECTION

Review and recommendations

BARRAGES EN REMBLAI PROTECTION DU TALUS AMONT

Synthèse et recommandations

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/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/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	M. ALONSO FRANCO
USA/États-Unis	D. E. KLEINER

(*) Membership in April 1993.
Composition en Avril 1993.

SOMMAIRE

- AVANT-PROPOS
1. INTRODUCTION
 2. CAS DE CHARGES
 3. ÉTUDE, CONSTRUCTION,
PROPRIÉTÉS
DES MATÉRIAUX
 4. RÉSUMÉ
 5. RÉFÉRENCES

CONTENTS

- FOREWORD
1. INTRODUCTION
 2. LOAD CASES
 3. DESIGN CONSIDERATIONS,
CONSTRUCTION, PROPERTIES
OF THE MATERIAL
 4. SUMMARY
 5. REFERENCES

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS	11
1. INTRODUCTION	12
2. CAS DE CHARGES	14
2.1. Hauteur de vague significative (H_s)	14
2.1.1. Vitesse du vent; vent de projet (V_w)	14
2.1.2. Fetch; fetch effectif (F)	14
2.1.3. Profondeur d'eau (t)	16
2.1.4. Détermination de la hauteur de vague significative (H_s)	16
2.2. Soulèvement de la surface de l'eau dû au vent	30
2.3. Déferlement des vagues	34
2.4. Action des vagues sur des perrés	38
3. ÉTUDE, CONSTRUCTION, PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX	42
3.1. Riprap déversé	42
3.1.1. Généralités	42
3.1.2. Étude du riprap	46
3.1.3. Filtres et couche d'assise du riprap	56
3.1.4. Qualité de la roche pour riprap	62
3.1.5. Ruptures et dégâts	68
3.2. Riprap mis en place à la main	72
3.3. Sol-ciment	74
3.4. Revêtement en béton et blocs de béton préfabriqués	84
3.4.1. Revêtement monolithique en béton	84
3.4.2. Dalles de béton	86
3.4.3. Blocs de béton préfabriqués	90
3.5. Revêtement en béton bitumineux	100
3.6. Gabions empilés et gabions disposés bout à bout	110
3.7. Revêtements en acier ou en poutres de bois	110
3.8. Revêtement en béton compacté au rouleau	112
4. RÉSUMÉ	114
5. RÉFÉRENCES	118

TABLE OF CONTENTS

FOREWORD	11
1. INTRODUCTION	13
2. LOAD CASES	15
2.1. Significant wave height (H_s)	15
2.1.1. Wind velocity; design wind (V_w)	15
2.1.2. Fetch; effective fetch (F)	15
2.1.3. Water depth (t)	17
2.1.4. Significant wave height (H_s) determination	17
2.2. Wind setup	31
2.3. Wave runup	35
2.4. Wave action on pavings	39
3. DESIGN CONSIDERATIONS, CONSTRUCTION, PROPERTIES OF THE MATERIAL	43
3.1. Dumped stone riprap	43
3.1.1. General	43
3.1.2. Riprap design	47
3.1.3. Riprap filters and bedding	57
3.1.4. Quality of rock for riprap	63
3.1.5. Failures and damage	69
3.2. Hand-placed riprap	73
3.3. Soil-cement	75
3.4. Concrete paving and precast concrete blocks	85
3.4.1. Monolithic concrete paving	85
3.4.2. Concrete slabs	87
3.4.3. Precast concrete blocks	91
3.5. Bituminous concrete lining	101
3.6. Gabions and reno-mattresses	111
3.7. Steel and timber facings	111
3.8. Roller compacted concrete facing	113
4. SUMMARY	115
5. REFERENCES	118

LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

- Fig. 1. – Hauteur de vague maximale. Stevenson, Molitor.
- Fig. 2. – Relation entre la hauteur de vague, le fetch, la vitesse du vent et la durée du vent.
- Fig. 3. – Hauteur de vague significative et période.
- Fig. 4. – Hauteur de vague significative et fetch.
- Fig. 5. – Distribution fréquentielle des hauteurs de vagues.
- Fig. 6. – Détails d'une vague.
- Fig. 7. – Graphique du soulèvement dû au vent dans les retenues.
- Fig. 8. – Déferlement relatif de la vague en fonction de la raideur de la vague et de la pente du talus.
- Fig. 9. – Effet de marteau d'eau.
- Fig. 10. – Hauteur et pression des vagues.
- Fig. 11. – Masse W_{50} des blocs d'enrochement, diverses formules.
- Fig. 12. – Rupture caractéristique d'un tapis de riprap.
- Fig. 13. – Mise en place de riprap sur un talus amont, barrage Meeks Cabin, Wyoming, États-Unis.
- Fig. 14. – Riprap mis en place à la main sur le barrage Indian Creek, Utah, États-Unis.
- Fig. 15. – Coupes types du revêtement en sol-ciment compacté sur la digue d'essai, au réservoir Bonny, Colorado, États-Unis.
- Fig. 16. – Détails et dimensions des revêtements en sol-ciment sur trois barrages (États-Unis).
- Fig. 17. – Méthode type de mise en place du sol-ciment.
- Fig. 18. – Granulométries des sols pour des protections de talus en sol-ciment sur divers ouvrages (États-Unis).
- Fig. 19. – Dosages en ciment exigés dans des mélanges de sol-ciment ne contenant pas d'éléments retenus au tamis de 5 mm.
- Fig. 20. – Relation entre la résistance à la compression et la durabilité.
- Fig. 21. – Mise en place d'une protection de talus en sol-ciment, barrage Starvation, Utah, États-Unis.
- Fig. 22. – Revêtement en béton du barrage McKay, sur la rivière Umatilla, Oregón, États-Unis.
- Fig. 23. – Protection du talus du barrage Contrada Sabetta, Italie.
- Fig. 24. – Dalles de béton du barrage Contrada Sabetta, Italie.
- Fig. 25. – Barrage Magoebaskloof (Afrique du Sud) - Revêtement type « Deckwerksteine » et couche filtrante.
- Fig. 26. – Barrage Loerie (Afrique du Sud) - Revêtement type « Roadstones ».
- Fig. 27. – Blocs Armorflex et tapis Armorflex.
- Fig. 28. – Blocs avec emboîtement.
- Fig. 29. – Tétrapode.
- Fig. 30. – Digue d'essai pour brise-lames (Hollande) - Revêtement en blocs rocheux avec pénétration de bitume.
- Fig. 31. – Digue en remblai d'un réservoir d'alimentation en eau potable - Rotterdam.

LIST OF FIGURES AND TABLES

- Fig. 1. – Maximum wave height. Stevenson, Molitor.
- Fig. 2. – Relationship of wave height to fetch, wind velocity and wind duration.
- Fig. 3. – Significant wave height and period.
- Fig. 4. – Significant wave height and fetch.
- Fig. 5. – Wave height frequency distribution.
- Fig. 6. – Wave details.
- Fig. 7. – Diagram of wind setup in reservoirs.
- Fig. 8. – Wave runup ratios versus wave steepness and embankment slopes.
- Fig. 9. – Water hammer effect.
- Fig. 10. – Wave height and pressure.
- Fig. 11. – W_{50} stone size, different formulas.
- Fig. 12. – Typical failure of rock riprap.
- Fig. 13. – Placing riprap on an upstream slope, Meeks Cabin Dam, Wyoming, USA.
- Fig. 14. – Hand-placed rock riprap on Indian Creek Dam, Utah, USA.
- Fig. 15. – Typical sections of compacted soil-cement facing for Bonny Reservoir test section, Colorado, USA.
- Fig. 16. – Details and dimensions of three soil-cement dam facings (USA).
- Fig. 17. – Typical soil-cement placing operation.
- Fig. 18. – Soil gradations for specific soil-cement slope protection projects (USA).
- Fig. 19. – Indicated cement requirements of soil-cement mixtures not containing material retained on 5 mm sieve.
- Fig. 20. – Relationship between strength and durability.
- Fig. 21. – Placement of soil-cement slope protection, Starvation Dam, Utah, USA.
- Fig. 22. – Concrete paving of the McKay Dam, Umatilla river, Oregon, USA.
- Fig. 23. – Slope protection of Contrada Sabetta Dam, Italy.
- Fig. 24. – Concrete slabs of Contrada Sabetta Dam, Italy.
- Fig. 25. – Magoebaskloof Dam (South Africa) - « Deckwerksteine » and filter layer.
- Fig. 26. – Loerie Dam (South Africa); « Roadstones ».
- Fig. 27. – Armorflex block and Armorflex mat.
- Fig. 28. – Interlocked blocks.
- Fig. 29. – Tetrapod.
- Fig. 30. – Trial section pattern grouting breakwater armour Hook of Holland.
- Fig. 31. – Embankment drinking water supply basin - Rotterdam.

Fig. 32. – Revêtement bitumineux ouvert (pierres-sable-bitume).

Fig. 33. – Barrage Mont St. Helens, États-Unis - Protection en BCR.

Tableau 1. – Riprap - Critères US pour étude préliminaire.

Tableau 2. – Riprap - Formule empirique de projet, variations des coefficients de l'équation de stabilité.

Tableau 3. – Riprap - Formule empirique, variations du coefficient c.

Tableau 4. – Épaisseur minimale et D_{85} du filtre unique sous le tapis de riprap.

Tableau 5. – Épaisseur de revêtements bitumineux.

Fig. 32. – Open sand and stone asphalt.

Fig. 33. – RCC protection, Mount St. Helens structure, USA.

Table 1. – Riprap - Early US design criteria.

Table 2. – Riprap - Empirical design formula, variations in the coefficients of the stability equations.

Table 3. – Riprap - Empirical design formula, values of coefficient c .

Table 4. – Minimum thicknesses and D_{85} size of single filters under riprap blankets.

Table 5. – Layer thickness of asphalt revetments.

AVANT-PROPOS

Le Bulletin présente une revue complète des diverses méthodes utilisées pour la protection du talus amont des barrages en remblai, avec de nombreux exemples d'application. La description plus détaillée pour les matériaux le plus couramment employés reflète les tendances actuelles. Les barrages en remblai représentant 70 % des barrages en construction, on mesure tout l'intérêt de cette documentation.

Le Bulletin s'adresse à tous ceux concernés par la construction des barrages en remblai : bureaux d'étude, entrepreneurs et maîtres d'ouvrage.

La préparation du Bulletin fut confiée au Comité National Autrichien. Le texte a été établi par son représentant, M. P. Tschernutter, et tient compte des commentaires présentés par des Comités Nationaux. Qu'ils en soient tous vivement remerciés.

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

FOREWORD

This Bulletin is a comprehensive review of the various methods used to protect the upstream slope of fill dams, with abundant examples of applications. The description is more complete in the case of materials used more frequently so reflecting the day-to-day reality. Embankment dams represent 70 % of all dams now under construction, which amply reflects the importance of this Bulletin.

The content should be of the greatest interest for all dam designers, contractors and owners.

The Austrian National Committee was responsible for the preparation of this Bulletin. The text has been prepared by its representative, Mr. P. Tschernutter and includes the comments provided by National Committees. They deserve our greatest appreciation.

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

1. INTRODUCTION

Le Bulletin « Barrages en remblai-Protection du talus amont » présente une vue d'ensemble sur la technique actuelle dans ce domaine. Dans de nombreux projets de barrages en remblai, la protection du talus amont est particulièrement importante pour la stabilité de l'ouvrage tout entier.

La conception des protections de talus amont doit tenir compte non seulement de l'intensité de l'attaque, mais également des méthodes de construction possibles.

Les critères de projet sont examinés en détail, compte tenu de leur grande importance, des différences marquées existant dans la pratique à travers le monde.

Outre les méthodes de protection bien connues, telles que :

- riprap déversé,
- riprap mis en place à la main,
- sol-ciment,
- revêtement en béton et blocs de béton préfabriqués,
- revêtement en béton bitumineux,
- gabions empilés et gabions disposés bout à bout,
- revêtements en acier ou en poutres de bois,
- revêtement en béton compacté au rouleau,

il existe d'autres procédés qui n'ont pas été cependant traités dans ce Rapport.

Un facteur particulièrement important dans la plupart des méthodes est la couche d'assise. Sa conception et sa construction sont examinées brièvement, ces questions étant traitées de façon plus approfondie dans d'autres publications de la CIGB.

1. INTRODUCTION

The Bulletin “ Embankment Dams-Protection of Upstream Slope ” is intended to convey an overall idea of the present state of the art in this field. In many different fill dam designs, the upstream slope protection is of particular importance for the stability of the entire structure.

The design of upstream slope protections should not only allow for the intensity of attack, but also consider the possible construction methods.

Design criteria are dealt with in great detail to account for their great significance, especially because major differences exist in some respects in worldwide practice.

Apart from the well-known protection methods, as :

- dumped stone riprap,
- hand-placed riprap,
- soil-cement,
- concrete paving and precast concrete blocks,
- bituminous concrete lining,
- gabions and reno-mattresses,
- steel and timber facings,
- roller compacted concrete facing,

there exist other approaches, which have however not been treated in this Report.

A factor of particular importance in most of the methods is the bedding layer. Its design and construction are discussed in brief, while reference is made to more comprehensive treatment in other ICOLD publications.

2. CAS DE CHARGES

2.1. HAUTEUR DE VAGUE SIGNIFICATIVE H_s

La hauteur de vague significative H_s est définie comme la moyenne du 1/3 supérieur de toutes les vagues dans un spectre.

La hauteur de vague significative dépend essentiellement de la vitesse et de la durée du vent, du fetch et de la profondeur d'eau.

2.1.1. Vitesse du vent; Vent de projet (V_w)

Le vent de projet adopté pour déterminer les vagues produites est l'un des paramètres importants intervenant dans le calcul de la hauteur de vague H_s . Lorsqu'on dispose de données sur les vents à proximité du site, le vent de projet peut être extrapolé de ces données. Si des enregistrements fiables n'existent pas, on déterminera le vent de projet à partir des sources de données les plus représentatives de la zone de l'aménagement [34] (*).

Pour de petites retenues ayant un fetch limité, l'examen du graphique de projet concernant les relations entre hauteur de vague H_s et vitesse de vent peut montrer qu'une hypothèse très prudente sur le vent de projet conduit à des hauteurs de vague H_s nominales. Pour de grandes retenues, une analyse beaucoup plus détaillée est nécessaire du fait que la variation de la hauteur de vague H_s peut être beaucoup plus grande. La détermination du vent de projet, les vitesse et durée du vent sont différentes suivant les pays. Les références [14] et [31] donnent des informations et détails particuliers.

Il y a aussi de nombreuses références recommandant d'adopter des critères de vent différents (vent centennal et vent cinquantennal) pour différentes classes de riprage et dimensions du barrage et de la retenue.

2.1.2. Fetch; Fetch effectif (F)

Le fetch est la surface d'eau continue sur laquelle le vent souffle suivant une direction essentiellement constante; on l'appelle également la « surface génératrice » [46]. La longueur du fetch est la distance horizontale – dans la direction du vent – sur laquelle le vent souffle. Lorsque les premiers utilisateurs des courbes de Sverdrup-Munk-Bretschneider les appliquèrent à des retenues et petits lacs, les hauteurs de vague calculées étaient beaucoup plus grandes que les hauteurs observées [46]. On introduisit donc le concept de fetch effectif, qui réduisait la longueur du fetch. Lorsque les courbes présentées dans le document [46] furent appliquées à des situations identiques, le calcul du fetch effectif donnait des hauteurs de vague

(*) Les chiffres entre crochets renvoient à la liste des références (Chapitre 5).

2. LOAD CASES

2.1. SIGNIFICANT WAVE HEIGHT H_s

The significant wave height H_s is defined as the average of the highest 1/3 of all waves in a spectrum.

The *significant wave height* is essentially a function of the *wind velocity* and *duration*, the *fetch* and the *water depth*.

2.1.1. Wind velocity; Design wind (V_w)

The design wind used for determining the wind generated waves is one of the important parameters in significant wave height determination. Where wind data is available in the vicinity of the site, the design wind can be extrapolated from this wind data. Where suitable records are not available, design winds must be determined from the best available sources reasonably representative of the project area [34] (*).

For small reservoirs with limited fetch, inspection of the design chart for significant wave height-wind velocity relationships may show that a very conservative design wind assumption results in nominal significant wave heights. For large reservoirs, much more detailed analysis is necessary as the potential for variation in the significant wave height is much greater. The determination of the design wind, wind velocity and duration are different in some countries. Special details and information are given in Ref. [14], [31].

There are also more references to use different wind criteria (100 year wind and 50 year wind) for different classes of riprap and size of dam and reservoir.

2.1.2. Fetch; Effective fetch (F)

Fetch is the continuous area of water over which the wind blows in an essentially constant direction; it is also termed the generating area [46]. Fetch length is the horizontal distance – in the direction of the wind – over which the wind blows. According to [46] when early users of Sverdrup-Munk-Bretschneider curves applied them to reservoirs and small lakes, calculated wave heights were much larger than observed wave heights. The concept of an effective fetch was introduced, which reduced fetch length. When the growth curves presented in [46] were applied to similar situations, the effective fetch calculation resulted in wave heights that were too low. Data from inland reservoirs were checked by computing

(*) Numbers between brackets refer to references (Chapter 5).

trop faibles. Des données provenant de réservoirs situés à l'intérieur des terres furent vérifiées en calculant H_s à partir du fetch effectif et du fetch rectiligne. Les bords des retenues sont le plus souvent irréguliers et une méthode plus générale doit être appliquée pour déterminer le fetch [46].

2.1.3. Profondeur d'eau t

Le niveau du plan d'eau de la retenue, à partir duquel la hauteur de vague H_s est calculée, correspond à la retenue pleine (niveau des plus hautes eaux). La profondeur moyenne du réservoir le long du fetch est déterminée à partir de ce niveau et est nécessaire pour le calcul de la hauteur de vague H_s .

2.1.4. Détermination de la hauteur de vague significative H_s

L'équation servant à déterminer la dimension du riprap est basée sur la hauteur de vague significative. La hauteur de vague est fonction du fetch (*), de la vitesse du vent, de sa durée et de la profondeur d'eau. La hauteur maximale de vague h_w a été longtemps calculée en utilisant la formule de Stevenson [1] :

$$h_w = 0,34 \sqrt{F} + 0,76 - 0,26 \sqrt[4]{F} \quad \text{pour } F < 30 \text{ km}$$

$$h_w = 0,34 \sqrt{F} \quad \text{pour } F > 30 \text{ km}$$

h_w (m); F (km)

La formule de Stevenson donne des valeurs acceptables pour des vitesses de vent d'environ 100 km/h, mais tend à surestimer les hauteurs de vague pour des vitesses inférieures et à les sous-estimer pour des vitesses supérieures.

Molitor [2] a modifié cette formule en introduisant la vitesse du vent V_w le long du fetch effectif :

$$h_w = 0,032 \sqrt{V_w \cdot F} + 0,76 - 0,27 \sqrt[4]{F}, \quad \text{pour } F < 30 \text{ km}$$

$$h_w = 0,032 \sqrt{V_w \cdot F} \quad \text{pour } F > 30 \text{ km}$$

V_w (km/h)

Les formules ci-dessus sont utilisées dans la plupart des pays. Des hypothèses de hauteur de vague maximale plus élevée sont, cependant, adoptées en Norvège et en Suède. En Suède, par exemple, la hauteur de vague maximale h_w est prise égale généralement à $0,36 \sqrt{F}$.

(*) Définition du fetch (*Dictionnaire Technique des Barrages, CIGB, 1978*) : Distance en ligne droite entre un barrage et le point de rive le plus éloigné.

H_s based on an effective fetch and on the straightline fetch. Shorelines are usually irregular, and a more general method for estimating fetch must be applied [46].

2.1.3. Water depth t

The reservoir surface elevation from which the design significant wave height is determined is that which exists when the reservoir is full. The average reservoir depth along the fetch is determined from this reservoir level and is required for the determination of the significant wave height.

2.1.4. Significant wave height (H_s) determination

The equation to estimate the size of riprap stone is based on the significant wave height. The wave height can be estimated from the fetch (*), the design wind, duration and the water depth. The maximum wave height (h_w) was, for a long time, computed using the Stevenson formula [1]:

$$\begin{aligned} h_w &= 0.34 \sqrt{F} + 0.76 - 0.26 \sqrt[4]{F} && \text{for } F < 30 \text{ km} \\ h_w &= 0.34 \sqrt{F} && \text{for } F > 30 \text{ km} \end{aligned}$$

h_w (m); F (km)

The Stevenson formula yields acceptable values for wind velocities around 100 km/h, but tends to overestimate wave heights for lower wind velocities and to underestimate wave heights for higher wind velocities.

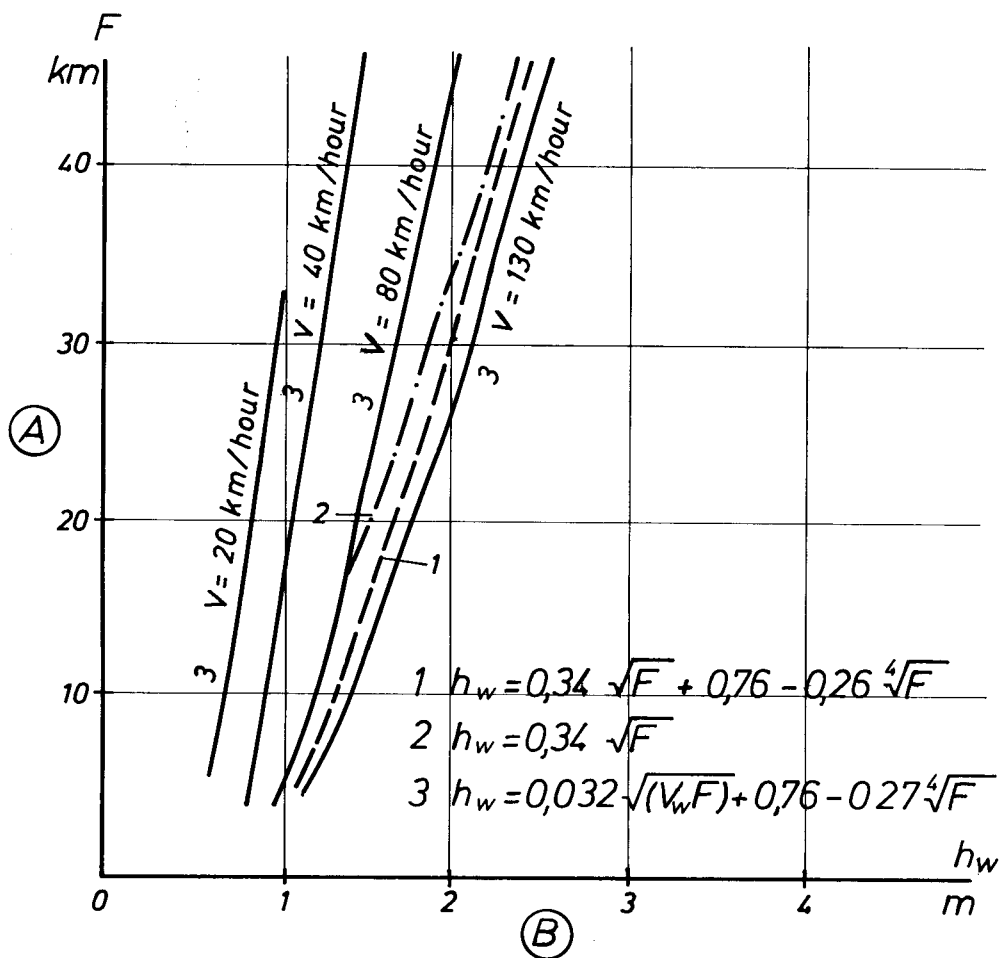
Molitor [2] modified this formula, introducing the wind velocity, V_w , along the effective fetch as an additional controlling quantity.

$$\begin{aligned} h_w &= 0.032 \sqrt{V_w \cdot F} + 0.76 - 0.27 \sqrt[4]{F} && \text{for } F < 30 \text{ km} \\ h_w &= 0.032 \sqrt{V_w \cdot F} && \text{for } F > 30 \text{ km} \end{aligned}$$

V_w (km/h)

The above formulas are used in most countries. Much higher maximum wave height assumptions are, however, used in Norway and Sweden. In Sweden e.g., maximum wave height, h_w , is usually taken as $0.36 \sqrt{F}$.

(*) Definition for fetch (Technical Dictionary on Dams, ICOLD, 1978): The straight line distance between a dam and the farthest reservoir shore.



Bien que la formule de Stevenson-Molitor soit toujours couramment utilisée, l'expérience a démontré que la fiabilité des résultats obtenus n'était pas garantie; on a, en effet, signalé plusieurs cas où les hauteurs de vague avaient nettement dépassé celles données par la formule. Par conséquent, la hauteur de vague calculée par la formule de Stevenson-Molitor doit être considérée comme approximative, et représentant plus des situations moyennes que l'événement habituel intervenant dans le projet de l'ouvrage.

Des études antérieures ont montré que la durée du vent ou la longueur du fetch pouvait limiter les hauteurs de vagues produites. On admet que les petites vagues prenant naissance en tête du fetch s'amplifient de façon continue sous l'action du vent, lors de leur mouvement le long du fetch, jusqu'à la hauteur maximale entretenue par la vitesse du vent ou jusqu'à l'arrivée sur un obstacle. Si aucun obstacle n'est atteint, les vagues correspondant à une vitesse particulière de vent parviendront à leurs valeurs limites au bout d'un certain temps, appelé durée minimale (t_d).

Fig. 1

Maximum wave height. Stevenson, Molitor [2].
Hauteur de vague maximale. Stevenson, Molitor [2].

(A) Fetch (km).

(B) Wave height (m).

(A) *Fetch (km).*

(B) *Hauteur de vague (m).*

Although the Stevenson-Molitor formula is still in general use, experience has proved that its results do not assure reliable indications of significant wave heights, several occasions having been reported in which wave heights have greatly exceeded those given by the formula. Accordingly, wave height computed from the Stevenson-Molitor formula should be considered as approximate, and more representative of average occurrences than the usual event involved in structural design.

Prior investigators have shown that either wind duration or fetch distance can limit the wave heights generated. Small waves which start at the head of the fetch are assumed to grow continuously under the action of the wind as they move through the fetch until the waves reach the maximum height that can be sustained by that wind velocity or until they reach an obstruction. If no obstruction is reached, the waves generated by a particular wind velocity will reach their limiting values in a particular time, known as the minimum duration (t_d).

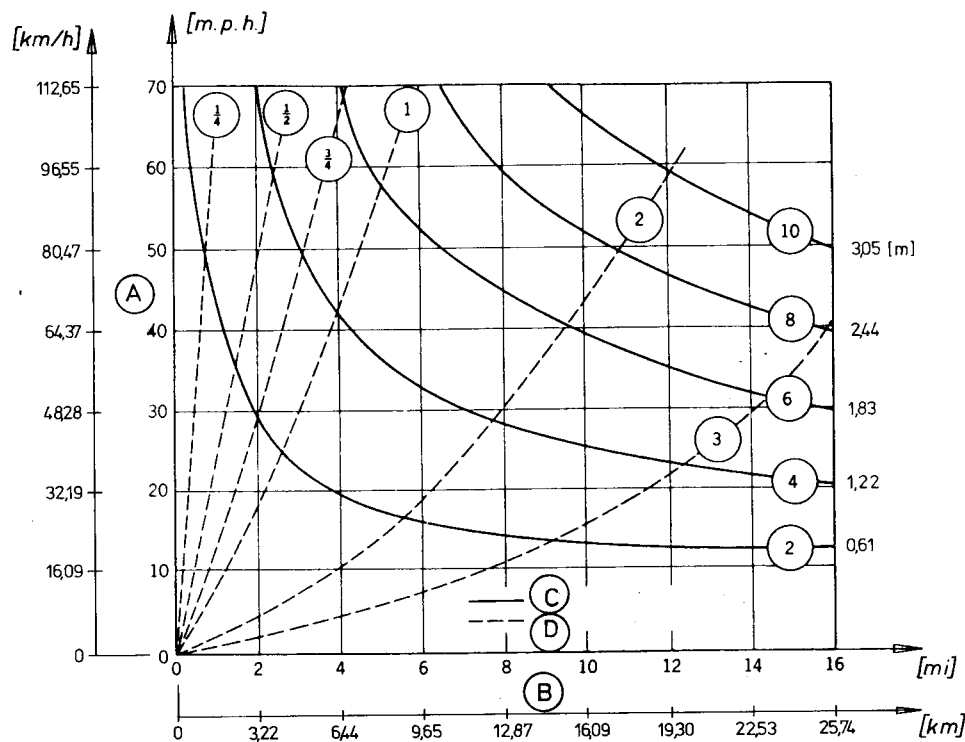
Ce facteur temps augmente avec la longueur du fetch, mais pour toute longueur de fetch et toute vitesse de vent il y a une durée spécifique de vent au-delà de laquelle la hauteur ou la période n'augmente plus. Ce temps limite est celui nécessaire pour que le front d'énergie associé aux vagues avance à une vitesse variable depuis l'origine jusqu'à l'extrémité du fetch.

La durée minimale peut être déduite de la formule de Bretschneider [40] :

$$t_d = 0,542 F/T$$

où F est le fetch (km) et T la période de la vague (s).

Cette formule n'est pas universellement utilisée.



L'étude de la protection de talus ou même de la revanche est généralement basée sur la hauteur de vague significative H_s , plutôt que sur la hauteur de vague maximale.

La hauteur de vague de projet généralement retenue dépassera la hauteur de vague significative d'une quantité dépendant de la fréquence de dépassement choisie pour le projet. Les hauteurs de vagues, par rapport à la hauteur de vague significative H_s , sont les suivantes [16] :

$$H_m \text{ (hauteur moyenne)} = 0,624 H_s.$$

$$H_{10} \text{ (hauteur dépassée par 10 \% des vagues)} = 1,29 H_s.$$

This time factor increases as the fetch length increases, but for any particular fetch length and wind velocity there is a specific duration of wind after which no further increase in height or period occurs. This limiting time is that required for the energy front associated with the significant waves to advance at a variable group velocity from the beginning to the end of the fetch.

The minimum duration can be derived from Bretschneider relationship [40] which is expressed as :

$$t_d = 0.542 F/T$$

where F = fetch (km) and T = wave period (s).

This formula is not universally used.

Fig. 2

Relationship of wave height to fetch, wind velocity and wind duration [2].

Relation entre la hauteur de vague, le fetch, la vitesse du vent et la durée du vent [2].

- | | |
|------------------------------------|--|
| (A) Wind velocity. | (A) <i>Vitesse du vent.</i> |
| (B) Fetch. | (B) <i>Fetch.</i> |
| (C) Maximum wave height (feet, m). | (C) <i>Hauteur de vague maximale (pieds, m).</i> |
| (D) Duration of wind (hours). | (D) <i>Durée du vent (heures).</i> |

Slope protection or even freeboard design is usually based on the *significant wave height*, H_s , rather than the maximum wave height.

The *design wave height* usually will be selected to exceed the significant wave height by an amount depending upon the exceedence frequency selected for the design. Wave heights as related to the significant wave height are as follows [16] :

$$H_m \text{ (mean height)} = 0.624 H_s \text{ (significant wave height).}$$

$$H_{10} \text{ (highest 10 \%)} = 1.29 H_s.$$

H_{\max} (hauteur maximale) = environ $1,78 H_s$ à $1,87 H_s$ [1], dépendant du nombre de vagues au cours d'une période d'état permanent.

Hauteur qui n'est pas dépassée plus de :

$$\begin{aligned} 20 \% \text{ du temps} &= 0,87 H_s \\ 10 \% \text{ du temps} &= 1,07 H_s \\ 5 \% \text{ du temps} &= 1,25 H_s \\ 3 \% \text{ du temps} &= 1,33 H_s \\ 1 \% \text{ du temps} &= 1,58 H_s \end{aligned}$$

La hauteur de la *vague de projet* couramment adoptée est $1,25 H_s$.

La longueur de vague (onde) en eau profonde est estimée à partir de l'équation suivante :

$$L_o = 1,55 T^2,$$

où T est la période de la vague (s);

L_o , la longueur de vague (m).

Compte tenu de la profondeur d'eau moyenne de la retenue le long du fetch et de la longueur de vague estimée, l'influence de la profondeur de la retenue sur la hauteur de vague peut être déterminée. Si la retenue est assez profonde, on peut adopter la hauteur de vague en eau profonde. Théoriquement, la hauteur maximale des vagues ne peut dépasser 0,78 de la profondeur d'eau. Seules les petites vagues atteindront le barrage et les grandes vagues se briseront en reformant de petites vagues. La hauteur de vague de projet sera donc limitée à 0,78 de la profondeur d'eau [8].

La hauteur de vague de projet tiendra compte également du fait que les vagues pénétrant dans un chenal dont la largeur diminue augmenteront de hauteur. Les vagues se présentant obliquement sur le parement du barrage peuvent endommager la protection du talus : en effet, la hauteur et la raideur des vagues tendent à augmenter et, de plus, le passage rapide de crêtes et de creux provoque un cycle dangereux de pressions différentielles pouvant déloger les blocs du riprap ou déplacer les dalles du revêtement en béton.

Saville *et al.* [8] donnent l'équation suivante permettant de calculer la hauteur de vague significative H_s :

$$g \cdot H_s / V_w^2 = 0,0026 (g \cdot F / V_w^2)^{0,47} \quad \text{où } g \text{ (m/s}^2\text{)}$$

les périodes des vagues étant obtenues par l'équation :

$$g \cdot T / V_w = 0,45 (g \cdot F / V_w^2)^{0,28}$$

équations applicables à des lacs de faible fetch. Ces équations ont servi à établir des graphiques pour la prévision des hauteurs et des périodes des vagues (Fig. 3).

H_{max} . (maximum height) = about $1.78 H_s$ to $1.87 H_s$ [1] depending on number of waves during a steady state period.

Height not exceeded more than :

$$\begin{aligned} 20 \% \text{ of time} &= 0.87 H_s \\ 10 \% \text{ of time} &= 1.07 H_s \\ 5 \% \text{ of time} &= 1.25 H_s \\ 3 \% \text{ of time} &= 1.33 H_s \\ 1 \% \text{ of time} &= 1.58 H_s \end{aligned}$$

The height of *design wave* commonly adopted is $1.25 H_s$.

The deep-water wave length is estimated from the following equation :

$$L_o = 1.55 T^2,$$

T (s) wave period
L_o (m) wave length.

With the average reservoir depth along the fetch length and the estimated wave length, the influence of reservoir depth upon wave height may be evaluated. If the reservoir is deep enough, the deep water wave height should be used. Theoretically the maximum height of waves cannot exceed 0.78 of the water depth. Only smaller waves would reach the dam and larger waves would break and reform as smaller waves. The design wave height would then be limited to 0.78 of the water depth [8].

The design wave height should also take into account the fact that the waves entering a channel of decreasing width tend to increase in height. Waves travelling obliquely along a dam face can be damaging to slope protection not only because the wave height and steepness tend to increase but the rapid passage of troughs and crests causes a severe cycling of differential water pressures which can dislodge riprap stones or displace concrete revetment units.

Saville *et al.* [8] give the following equation to compute significant wave height H_s :

$$g \cdot H_s / V_w^2 = 0.0026 (g \cdot F / V_w^2)^{0.47} \quad g \text{ (m/s}^2\text{)}$$

while the periods of these waves can be computed from :

$$g \cdot T / V_w = 0.45 (g \cdot F / V_w^2)^{0.28}$$

which is applicable for short fetches in enclosed lakes. These equations were used to develop the graphical diagrams for forecasting wave heights and their period (Fig. 3).

D'autres auteurs proposent les équations suivantes pour calculer la hauteur de vague significative :

$$\text{Führböter [3]} : h_w = 1,8 H_s$$

$$\text{Falvey [42]} : H_s = (3,1 \times 10^{-4} V_w^2 + 1,6 \times 10^{-2} V_w) \sqrt{F}$$

La méthode la plus moderne pour déterminer les vagues dues au vent sur des retenues de fetch restreint est celle de Jonswap [47]. La hauteur de vague significative H_s et la période T sont reliées au fetch F et à la vitesse du vent V_w à 10 m de hauteur par les équations :

$$H_s = 0,0016 V_w \sqrt{F/g}$$

$$T = 0,3 V_w^{0,4} F^{0,3}/g^{0,7}$$

La formule de Jonswap a été déduite des conditions de pleine mer.

Les équations sont homogènes en dimensions : si V_w est en m/s, F en m et g en m/s^2 , on a H_s en m et T en s.

Les équations de Jonswap s'appliquent aux conditions d'eau profonde. Il faut également noter que la forme du réservoir, la topographie environnante et la durée du vent influenceront la hauteur des vagues.

Other authors give the following correlation to evaluate significant wave height :

$$\text{Führböter [3]} : h_w = 1.8 H_s$$

$$\text{Falvey [42]} : H_s = (3.1 \times 10^{-4} V_w^2 + 1.6 \times 10^{-2} V_w) \sqrt{F}$$

The most modern approach to wind waves in water with limited fetch is that of Jonswap [47]. They relate significant wave height H_s and period T to fetch F and wind speed V_w at 10 m height by the equations :

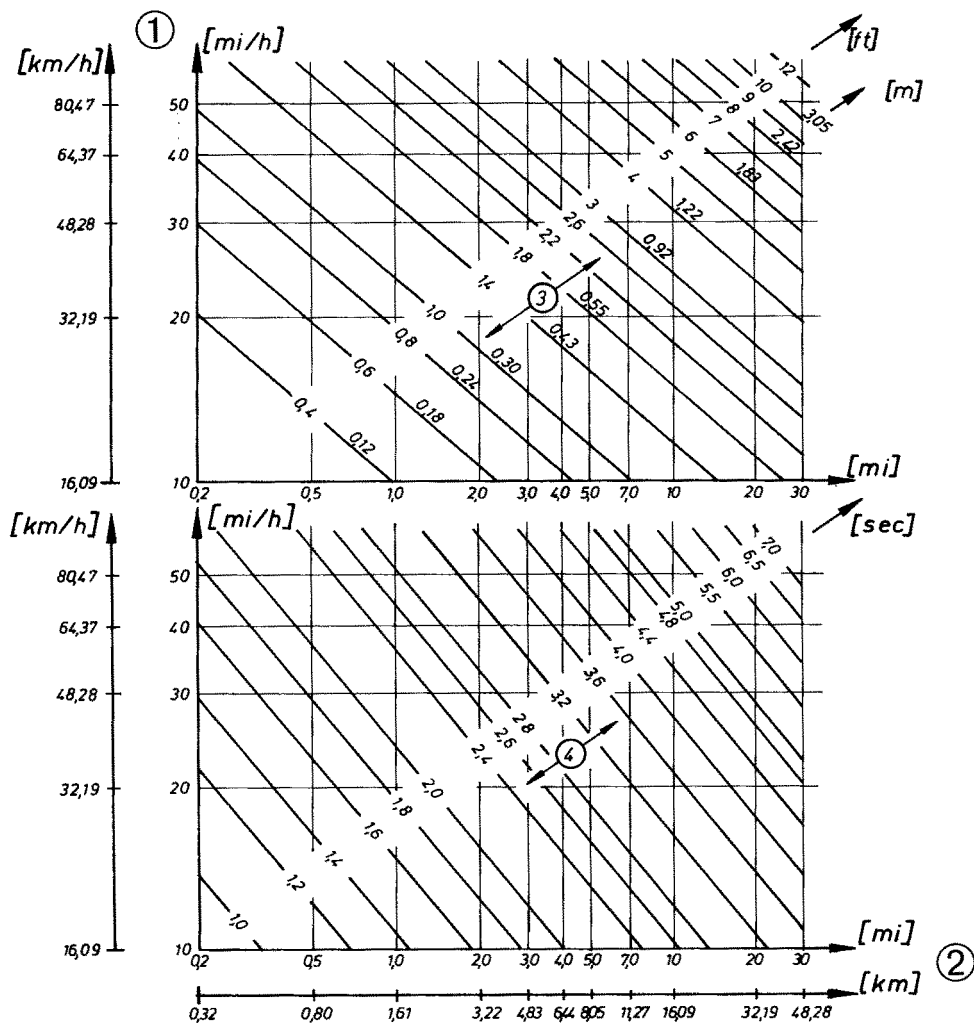
$$H_s = 0.0016 V_w \sqrt{F/g}$$

$$T = 0.3 V_w^{0.4} F^{0.3}/g^{0.7}$$

Jonswap formula was derived from open sea conditions.

The equation is dimensionally homogeneous, i.e. if V_w is in meters per second, F in meters and g is in meters per second squared then H_s is in meters and T is in seconds.

The Jonswap equations are for deep water conditions. It should also be remembered that the reservoir shape, the surrounding topography and wind duration will affect the wave height.



Les hauteurs des vagues significatives obtenues par diverses formules sont données sur les graphiques de la Fig. 4 pour des vitesses de vent de 40, 80 et 130 km/h. Pour des vitesses de l'ordre de 80 km/h, il y a une très bonne concordance entre les formules de Falvey, Saville, Bretschneider et Stevenson Modifiée. Pour des vitesses de vent d'environ 40 km/h, il y a une bonne concordance entre les trois premières, mais les valeurs sont nettement inférieures à celles données par la formule de Stevenson. Pour des vitesses de vent élevées – où la formule de Falvey ne s'applique pas – il semble préférable d'adopter la formule de Saville. Sur un site particulier, on tiendra compte des effets secondaires en faisant intervenir la largeur du couloir du vent (i.e. les irrégularités topographiques le long des rives de la retenue), l'angle de la direction du vent par rapport à la ligne du fetch maximal et la variation de la vitesse du vent le long du fetch. Il ne faut donc pas s'attendre à une précision meilleure que 0,25 m dans le calcul de la hauteur de vague significative.

Fig. 3

Significant wave height and period [8].
Hauteur de vague significative et période [8].

- | | |
|------------------------------|--|
| (1) Wind velocity. | (1) <i>Vitesse du vent.</i> |
| (2) Fetch. | (2) <i>Fetch.</i> |
| (3) Significant wave height. | (3) <i>Hauteur de vague significative.</i> |
| (4) Period. | (4) <i>Période.</i> |

The values of significant wave heights given by formulas are plotted in Fig. 4 for wind speeds of 40, 80 and 130 km/hour. For wind speeds around 80 km/hour there is very good agreement between Falvey, Saville, Bretschneider and the Stevenson Modified formulas. For wind speeds around 40 km/hour there is good agreement between the first three but figures are considerably below the Stevenson values. For high wind speeds – where Falvey’s formula does not apply – it seems reasonable to adopt Saville’s figures. Secondary effects at a particular site will be introduced by the width of the wind path (i.e. topographical irregularities along the banks), divergence of wind direction from the line of maximum fetch and variation of wind speed along the fetch. It is unreasonable, therefore, to expect an accuracy better than 0.25 m when calculation the height of the significant wave.

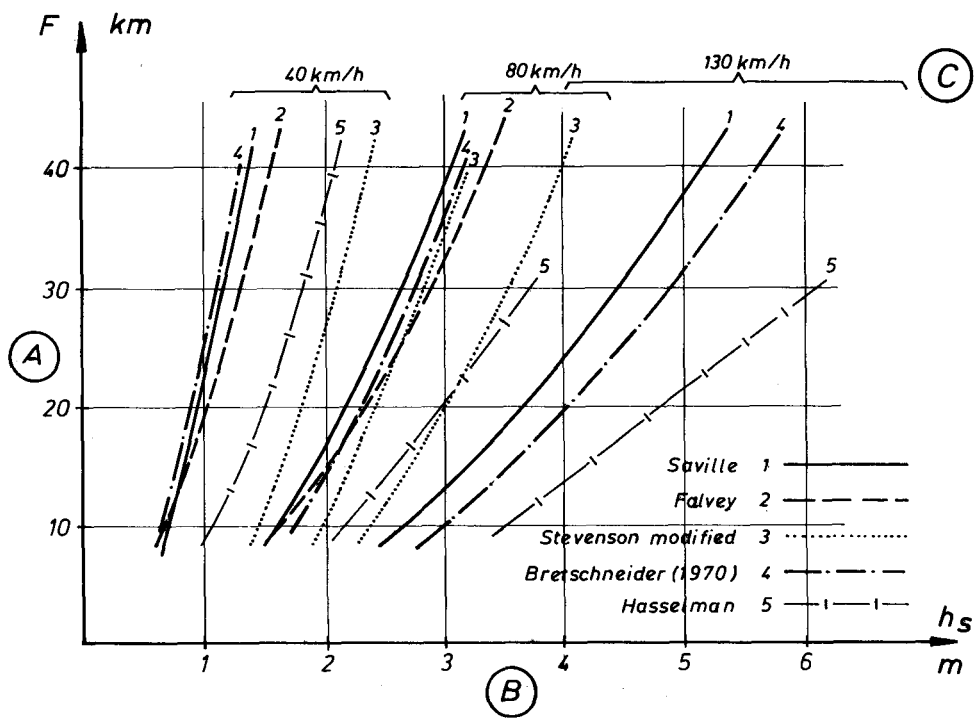


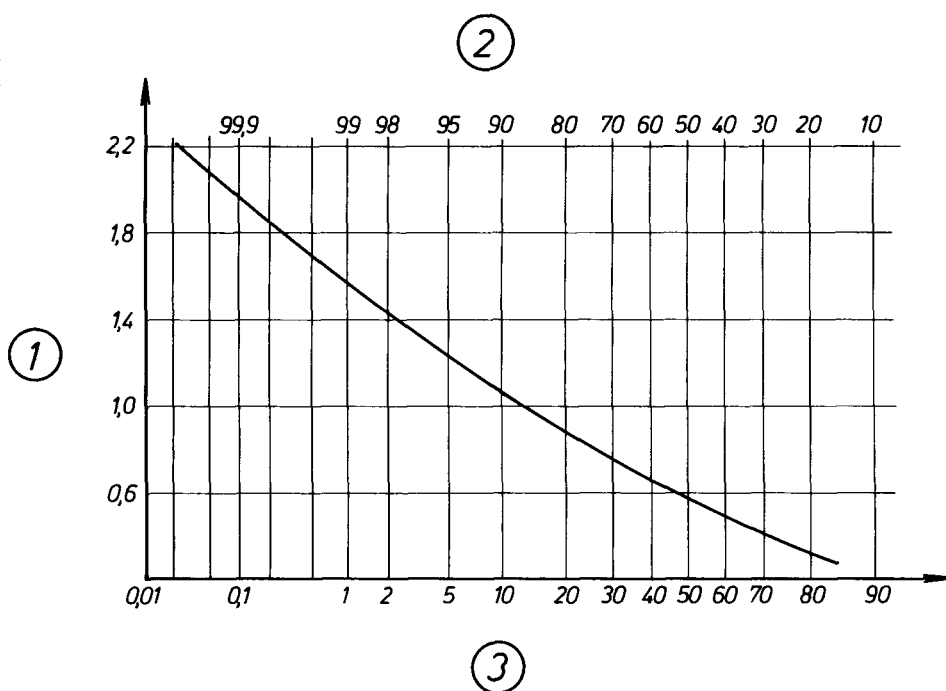
Fig. 4

Significant wave height and fetch [1].
Hauteur de vague significative et fetch [1].

- (A) Fetch.
- (B) Significant wave height.
- (C) Wind velocity.

- (A) Fetch.*
- (B) Hauteur de vague significative.*
- (C) Vitesse du vent.*

La distribution fréquentielle des hauteurs de vagues est représentée sur la Fig. 5 [8].



2.2. SOULÈVEMENT DE LA SURFACE DE L'EAU DÛ AU VENT

L'action du vent soufflant en direction de l'ouvrage provoquera un soulèvement de la surface de l'eau au droit de l'ouvrage. L'étude de la protection du talus de l'ouvrage devra en tenir compte. On peut calculer ce soulèvement au moyen de la formule modifiée de Zuider Zee [48] :

$$S = \frac{V_w^2 \cdot F}{62\,000 \cdot t} \cos \varphi$$

S = soulèvement dû au vent (m)

t = profondeur moyenne du bassin (m)

V_w = (km/h)

φ = angle de la direction du vent par rapport à la ligne droite du fetch

F = longueur du fetch (km)

The frequency distribution of the wave height is illustrated on Fig. 5 [8].

...

Fig. 5

Wave height frequency distribution [11].

Distribution fréquentielle des hauteurs de vagues [11].

- | | |
|---|--|
| (1) $\frac{H}{H_s}$; H = height of any wave. | (1) $\frac{H}{H_s}$; H = hauteur d'une vague. |
| (2) Frequency. | (2) Fréquence. |
| (3) Per cent probability of $\frac{H}{H_s}$ being exceeded. | (3) Probabilité (en %) de dépassement de $\frac{H}{H_s}$. |

2.2. WIND SETUP

The action of wind blowing toward a structure will pile up water and create an elevated water surface at the structure. Design of upstream slope protection should consider wind setup. It may be calculated with the modified Zuider Zee formula [48]:

$$S = \frac{V_w^2 \cdot F}{62\,000 t} \cos \varphi$$

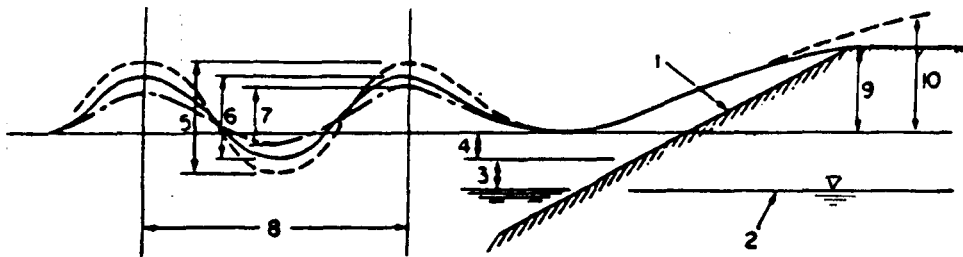
S = wind setup (m)

t = mean basin depth (m)

V_w = (km/h)

φ = angle of straight line fetch to wind direction

F = fetch length (km)



Une solution graphique de la formule donnant le soulèvement dû au vent est représentée sur la Fig. 7.

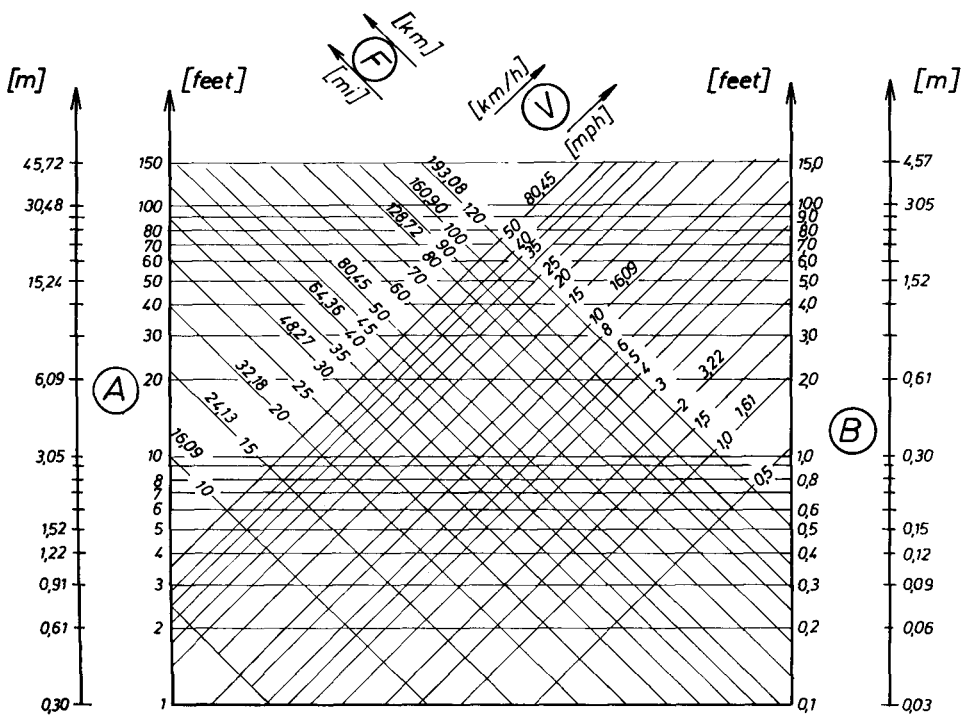


Fig. 6

Wave details.

Détails d'une vague.

- | | |
|---|---|
| (1) Embankment slope. | (1) <i>Talus du remblai.</i> |
| (2) Still water level. | (2) <i>Niveau normal de retenue (calme).</i> |
| (3) Flood surcharge. | (3) <i>Surremplissage de crue.</i> |
| (4) Wind setup. | (4) <i>Soulèvement dû au vent.</i> |
| (5) Maximum wave height h_w . | (5) <i>Hauteur de vague maximale h_w.</i> |
| (6) Design wave height :
= $1,0 H_s$ for riprap
= $1,25 H_s$ for freeboard. | (6) <i>Hauteur de vague de projet :
= $1,0 H_s$ pour le riprap
= $1,25 H_s$ pour la revanche.</i> |
| (7) Significant wave height H_s . | (7) <i>Hauteur de vague significative H_s.</i> |
| (8) Wave length. | (8) <i>Longueur de vague.</i> |
| (9) Runup - design wave. | (9) <i>Hauteur de déferlement (remontée) - vague de projet.</i> |
| (10) Runup - maximum wave. | (10) <i>Hauteur de déferlement (remontée) - vague maximale.</i> |

A graphical solution of the wind setup formula is illustrated in Fig. 7.

Fig. 7

Diagram of wind setup in reservoirs (redrawn from Ref. 31).

Graphique du soulèvement dû au vent dans les retenues (extrait de la réf. 31).

- | | |
|---|--|
| (A) Depth of reservoir, t . | (A) <i>Profondeur de la retenue, t.</i> |
| (B) Wind setup, S , above still pool level. | (B) <i>Soulèvement dû au vent, S, au-dessus du niveau d'eau calme.</i> |
| (F) Fetch, F . | (F) <i>Fetch, F.</i> |
| (V) Wind velocity, V (component in direction of fetch). | (V) <i>Vitesse du vent, V (composante suivant la direction du fetch).</i> |

La valeur de la profondeur t intervenant dans la solution représentera, avec une approximation acceptable, la profondeur moyenne du réservoir le long de la ligne de fetch F , un peu plus de poids étant donné aux profondeurs sur les premiers kilomètres depuis le point en question. La valeur de F adoptée dans les calculs du soulèvement dû au vent est souvent substantiellement supérieure à celle du fetch effectif utilisée dans le calcul des caractéristiques de la vague. Les effets de la marée due au vent peuvent être pris en compte, dans une certaine mesure, sous forme de courbes dans le réservoir, justifiant ainsi l'hypothèse de l'adoption d'un fetch plus long que la distance rectiligne du fetch. Bien que la validité de cette conclusion n'ait pas été scientifiquement vérifiée, on juge souhaitable d'obtenir des évaluations prudentes des marées dues au vent pour les réservoirs profonds. Des estimations prudentes sont justifiées du fait des calculs approximatifs effectués et des valeurs relativement petites obtenues généralement pour les marées dues au vent. Cependant, lorsque des circonstances conduisent à des estimations de marées relativement fortes, des évaluations plus précises au moyen de calculs par intégration successive ne sont justifiées que pour des réservoirs comparativement peu profonds (moins de 10 m environ) et pour des vitesses de vent violent prévues sur de longues périodes de temps [8].

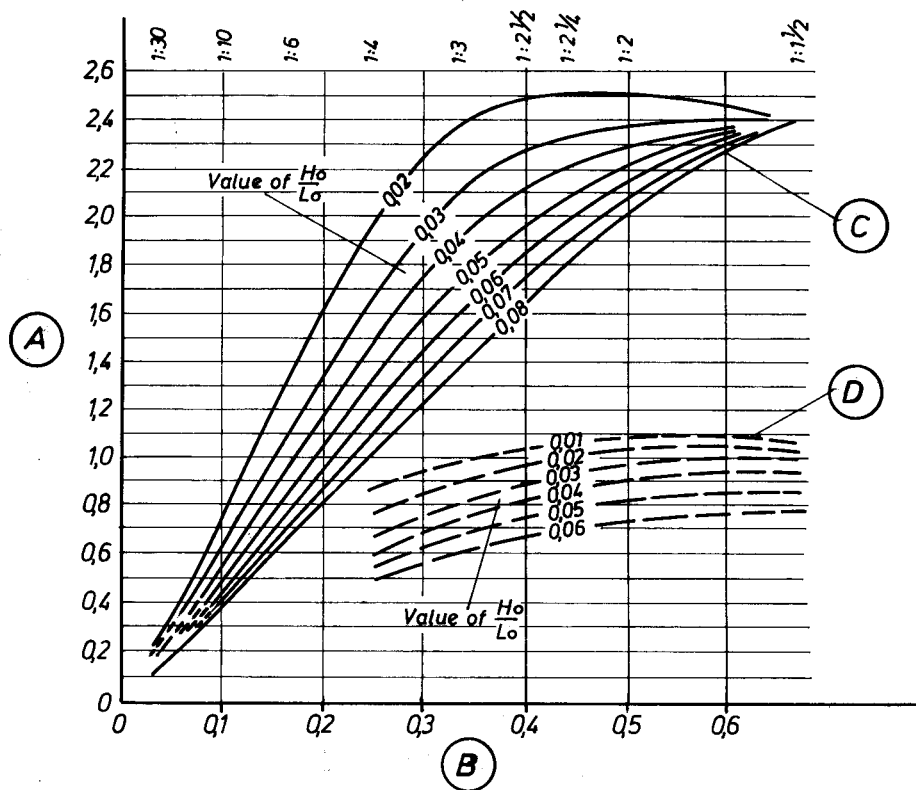
2.3. DÉFERLEMENT DE LA VAGUE

Si une vague en eau profonde atteint le talus du remblai sans modification importante de ses caractéristiques, elle finira par déferler sur le remblai et remontera le talus jusqu'à un niveau dépendant de la pente, de la rugosité et de la perméabilité du remblai, et des caractéristiques de la vague (H_o/L_o). La hauteur de déferlement (R) est la différence de hauteur verticale entre le niveau maximal atteint par le déferlement de la vague sur le talus et le niveau d'eau au haut du talus à l'exclusion de l'action de la vague. La Fig. 8 représente des relations entre le déferlement relatif (R/H_o), les caractéristiques de la vague (H_o/L_o) et la pente du talus du remblai, établies à partir d'essais sur modèles hydrauliques [32, 48]. L_o est la longueur de vague en m, H_o la hauteur de la vague en m (en eau profonde).

The value of depth, t , used in the solution should be a reasonable approximation of the average reservoir depth over the fetch distance, F , giving somewhat greater weight to depths within a few kilometers of the point of interest. The value of F as used in wind setup computations is frequently taken as substantially longer than the effective fetch used in computing wave characteristics. Wind-tide effects may be transferred, to some extent, around substantial bends in a reservoir, thus warranting the assumption of the existence of a longer fetch than indicated by a clear straight fetch distance. Although the validity of this conclusion has not been scientifically verified, it is considered reasonable in that more conservative wind-tide estimates are derived for deep reservoirs. Conservative estimates may be preferred because of the approximate nature of the computations involved, and the relatively small wind-tide values that are usually obtained. However, when circumstances yield relatively large wind-tide estimates, the more refined estimates attained by means of the step-integration computations are warranted only when reservoirs are comparatively shallow (less than approximately 10 m) and high-wind velocities are anticipated for protracted periods of time [8].

2.3. WAVE RUNUP

If a deep-water wave reaches the toe of a sloping embankment without major modification in characteristics, the wave will ultimately break on the embankment and runup the slope to an elevation governed by the slope, roughness and permeability of the embankment and the wave characteristics (H_o/L_o). Wave runup height (R) is the difference (vertical height) between maximum elevation attained by wave runup on a slope and the water elevation at the top of the slope excluding wave action. Fig. 8 presents relationships between wave runup ratios (R/H_o), wave characteristics (H_o/L_o), and slope of embankment, as determined from a large number of hydraulic model tests [32, 48]. L_o = wave length (m), H_o = wave height (m) (deep-water wave).



- Déferlement de la vague sur des ouvrages en eau profonde : si les vagues produites en eau profonde atteignent le talus d'un remblai uni sans être influencées de façon appréciable par des profondeurs d'eau inférieures à environ un tiers de la longueur de vague, la hauteur verticale de déferlement relatif R/H_0 est donnée par la Fig. 8 en fonction de la pente du talus et de la raideur de la vague H_s/L_0 .

- Déferlement de la vague sur des ouvrages en eau peu profonde : [1] Les vagues produites dans les zones d'eau profonde changent de caractéristiques lorsqu'elles atteignent des zones où la profondeur d'eau est inférieure à une valeur comprise environ entre un tiers et un demi de la longueur de vague L , la hauteur H tendant tout d'abord à diminuer légèrement, puis à augmenter tandis que la longueur L diminue. Si la profondeur continue à décroître, la raideur H_s/L_0 augmente jusqu'à ce que la vague devienne instable et déferle.

Le déferlement de la vague est souvent étudié en utilisant également les relations de Franzius [4] et l'abaque de Golze [5]. Le déferlement est fonction des caractéristiques de la vague et des caractéristiques du talus (forme, angle de la pente, rugosité, profondeur d'eau, etc.).

Franzius exprime le déferlement (talus uni) pour un remblai de pente 1/1,5, comme suit :

$$S = 4,0 H_s \left[\frac{0,123}{H_s/L_0} \right]^{0,56H_s/t-0,18}$$

Fig. 8

Wave runup ratios versus wave steepness and embankment slopes (redrawn from Ref. 32).

*Déferlement relatif de la vague en fonction de la raideur de la vague
et de la pente du talus (extrait de la réf. 32).*

- | | |
|---|--|
| (A) Relative runup, $\frac{R}{H_o}$. | (A) Déferlement relatif de la vague, $\frac{R}{H_o}$. |
| (B) Embankment slope. | (B) Pente du talus. |
| (C) Smooth slope. | (C) Talus uni. |
| (D) Relatively permeable rubble mounds. | (D) Talus rugueux relativement perméable. |

– Wave runup on structures in deep water : If waves generated in deep water reach the toe of a smooth embankment without being influenced appreciably by water depths less than approximately one-third the wave length, the vertical height of runup ratio (R/H_o) obtained from Fig. 8 for the appropriate slope and wave steepness ratio (H_o/L_o).

– Wave runup on structures in shallow water areas : [1] Waves generated in deep water areas change their characteristics when they reach areas where the depth is less than about one-third to one-half the wave length, the height (H) tending to first decrease slightly, then increase while the length (L) shortens. If the depth continues to decrease, the steepness ratio H_o/L_o increases until finally the wave becomes unstable and breaks.

Wave runup is often analysed also using the relationships by Franzius [4] and the nomogram by Golze [5]. Runup is a function of the wave characteristics and the slope characteristics (shape, angle of inclination, roughness, water depth, etc.).

Franzius e.g. expresses the runup (smooth slope) for an embankment with a 1:1.5 slope as :

$$S = 4.0 H_s \left[\frac{0.123}{H_s/L_o} \right]^{0.56H_s/t - 0.18}$$

S = longueur de déferlement,

R = hauteur de déferlement = $S \cdot \sin \varphi$.

Pour des talus rugueux, $R = S \cdot r \cdot \sin \varphi$:

$$r = h_a \text{ rugueux} / h_a \text{ uni.}$$

Par exemple : $r = 0,89$ pour des pavés,

$r = 0,53$ pour des dalles de béton horizontales,

$r = 0,5$ pour du riprap.

2.4. ACTION DES VAGUES SUR DES PERRÉS

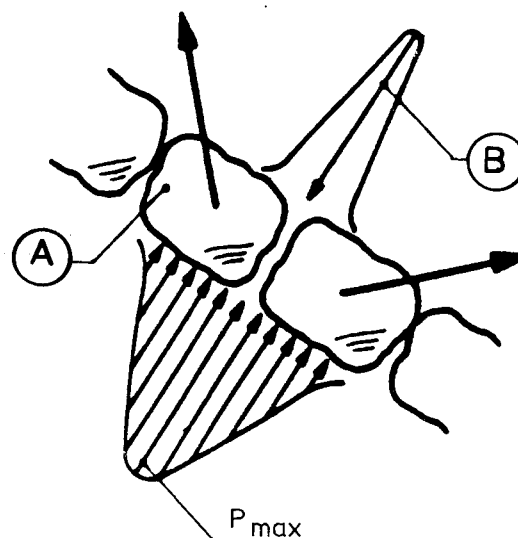
La plupart des informations concernant l'action des vagues sur des talus proviennent de digues maritimes.

En général, deux types de forces externes résultent de l'attaque des vagues contre des perrés à joints ouverts [7] :

- force normale au talus (pression d'eau),
- force tangentielle au talus (contrainte de cisaillement due au courant).

L'impact des vagues et de leur déferlement produit un effet de *marteau d'eau* agissant perpendiculairement au talus. La surface d'application de ces très fortes contraintes de compression est très petite (ne dépassant pas quelques décimètres carrés). Des sources néerlandaises indiquent une zone d'action d'environ 0,5 m de largeur.

Cette pression concentrée a un « effet d'explosion » dangereux dans les fissures, joints ou vides [7].



S = length of runup,
R = runup = S × sin φ.

For rough slope surfaces, R = S.r. sin φ :
r = h_a rough/h_a smooth.

e.g. : r = 0.89 for settpaving,
r = 0.53 for horizontal concrete slabs,
r = 0.5 for riprap.

2.4. WAVE ACTION ON PAVINGS

Most of the current knowledge about wave action on water-side slopes has come from sea-dike construction.

In general, two types of external forces are generated by waves attacking pavings with open joints [7] :

- forces normal to the slope (from water pressure),
- forces tangential to the slope (shear stress from the current).

The impact of breakers and waves produces a *water hammer* effect acting in a direction normal to the slope. The area of attack of this very high compressive stress is very small (not exceeding a few square decimetres). Dutch sources indicate a width of action of some 0.5 m.

This concentrated pressure has dangerous bursting effects in cracks and joints or voids [7].

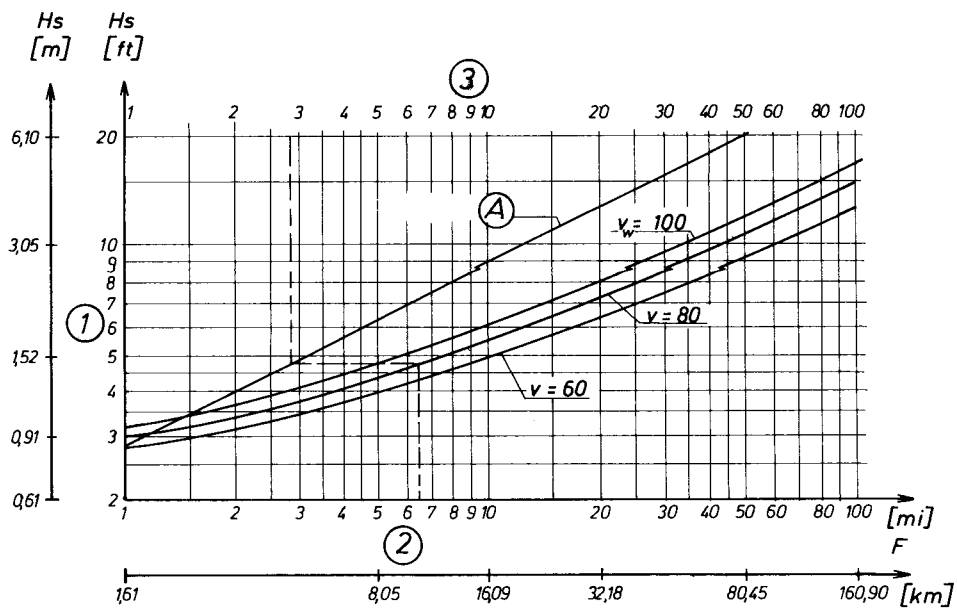
Fig. 9

Water hammer effect [7].
Effet de marteau d'eau [7].

(A) Paving (stone).
(B) Water hammer, P_{max}.

(A) *Perré de pierres.*
(B) *Marteau d'eau, P_{max}.*

Comme l'indique la Fig. 10, les perrés de pierre, avec joints ouverts, sont exposés à une charge externe extrêmement défavorable à laquelle s'opposent seulement le poids mort des blocs de pierre et le frottement entre eux.



La réf. [9] donne des valeurs pouvant être adoptées pour la pression des vagues agissant sur le talus incliné d'un barrage.

As shown in Fig. 10, the stones of a paving with open joints are thus exposed to extremely adverse external loading, which is counteracted only by the dead weight of, and friction between the stones.

Fig. 10

Wave height and pressure (redrawn from Ref. 9).

Hauteur et pression des vagues (extrait de la réf. 9).

- | | |
|---|---|
| (1) Wave height. | (1) <i>Hauteur des vagues.</i> |
| (2) Fetch. | (2) <i>Fetch.</i> |
| (3) Wave pressure in kips per linear foot of dam. | (3) <i>Pression des vagues en kips (1 000 livres) par pied linéaire de barrage.</i> |
| (A) Pressure curve. | (A) <i>Courbe de pression.</i> |

Ref. [9] furnishes guide values for wave pressure acting on the inclined dam slope.

3. ÉTUDE, CONSTRUCTION, PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX

3.1. RIPRAP DÉVERSÉ

3.1.1. Généralités

Le but principal du riprap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le riprap déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

Le riprap doit contenir une forte proportion d'éléments supérieurs à la dimension minimale nécessaire pour résister à l'attaque des vagues, et avoir une granulométrie satisfaisante jusqu'aux éclats de roche. La mise en place du riprap devra éviter toute ségrégation et constituer un tapis aussi dense et enchevêtré que possible. Il sera constitué d'éléments de roche dense, saine et inaltérable, ayant des coefficients de forme acceptables. Sauf dans de rares cas, le riprap doit être placé sur une couche d'assise en matériaux plus fins servant de filtre pour empêcher l'entraînement des matériaux du remblai à travers les interstices du riprap. Cette couche d'assise sert aussi à dissiper les effets hydrodynamiques des vagues avant qu'ils ne pénètrent dans le corps du barrage.

Toute méthode de conception du riprap admet que les dimensions des blocs du tapis de riprap, en vue d'un comportement satisfaisant, dépendront de la grandeur de l'action des vagues sur le barrage [16]. De plus, la masse volumique a une grande influence sur les dimensions des éléments requises pour que le riprap soit stable sous l'effet de l'attaque des vagues d'intensité donnée.

Sherard *et al.* [21] indiquent que les enrochements mis en place à la main ne résistent pas mieux à l'action des vagues que les enrochements déversés constituant un tapis de même épaisseur, et sont peut-être même moins efficaces.

Une condition essentielle pour l'obtention d'un bon comportement est que les enrochements et les matériaux du filtre sous-jacent aient des dimensions adéquates et une forme et granulométrie satisfaisantes. Le choix en faveur du riprap déversé pour la protection d'un talus amont est souvent déterminé par des considérations économiques.

Par rapport aux dalles de béton assurant la protection d'un talus amont, le riprap présente les avantages suivants, indépendamment des critères économiques :

- Il sera moins endommagé par les tassements du remblai après construction.
- Il dissipera plus efficacement l'énergie des vagues.
- Les très fortes gelées et la glace de la retenue causeront moins de dégâts.

Une couche de riprap doit être conçue afin que :

- les blocs d'enrochement ne soient pas déplacés sous l'effet des forces hydrodynamiques des vagues;

3. DESIGN CONSIDERATIONS, CONSTRUCTION, PROPERTIES OF THE MATERIAL

3.1. DUMPED STONE RIPRAP

3.1.1. General

The primary purpose of riprap on an embankment is to prevent erosion and damage from wave action. Experience has generally proved that dumped riprap is the most effective type of slope protection.

Riprap must contain a high proportion of pieces of at least the minimum size required to resist wave attack and should be well graded down to rock spalls. It should be placed in a manner to avoid segregation and in a dense and interlocked state as possible. It should be composed of dense, sound, durable rock fragments with acceptable shape factors. Except in rare instances the riprap must be underlain by bedding layers of finer material designed to act as filters to prevent the embankment material from being washed through the interstices in the riprap. This bedding layer also helps dissipate the hydrodynamic effects of waves before they can penetrate into the body of the dam.

All approaches to the design of riprap recognise that the size of rocks in the riprap blanket, to achieve satisfactory performance, will depend on the magnitude of the wave action on the dam [16]. In addition, the specific gravity and bulk density have a major influence on the size of pieces required to achieve stability under a given intensity of wave attack.

Sherard *et al.* [21] state that hand placed riprap is no more effective in withstanding wave action than dumped riprap rock of the same thickness, and perhaps even less effective.

An essential condition of good performance is, however, that the stones and the underlying filter material be of sufficient size and of adequate shape and grading. A decision in favour of dumped rock riprap for upstream slope protection is often brought about by economic consideration.

As compared with concrete slabs as an upstream slope protection, riprap affords the following advantages, apart from the economic criteria :

- It will be less damaged by postconstruction embankment settlement.
- It is a more effective dissipator of wave energy.
- Extreme freezing weather and reservoir ice will cause more damage to concrete slabs than rock riprap.

A successful riprap layer must be designed so that :

- the individual rocks are not moved out of place by the hydrodynamic forces of the waves;

- les matériaux du filtre situé sous le riprap ne soient pas entraînés à travers les vides de celui-ci;
- le filtre assure une bonne protection des matériaux du remblai sous-jacent contre l'érosion.

Le but du stockage et la connaissance de l'exploitation prévue de la retenue permettent une estimation précise des fréquences et durées du plan d'eau entre des limites de niveau sur le talus amont. Les tranches caractéristiques de retenue se répartissent comme suit :

- Tranche morte

Le niveau supérieur de cette tranche correspond au niveau inférieur de retenue vidangeable.

- Tranche vidangeable

Le niveau supérieur de cette tranche correspond au niveau au-dessous duquel l'eau n'est pas utilisable du fait de considérations d'exploitation.

- Tranche utile

Tranche utilisable du réservoir pour satisfaire à tous les objectifs de l'aménagement, à l'exclusion de la maîtrise des crues.

- Tranche utile commune (saisonnière)

Cette tranche du réservoir est attribuée à la maîtrise des crues pendant certaines périodes de l'année et aux autres fonctions pendant le reste de l'année.

- Tranche destinée exclusivement à la maîtrise des crues (tranche de crue)

Cette tranche de retenue est destinée à la régularisation des crues entrant dans le réservoir.

- Tranche de surremplissage de crue

Cette tranche est prévue pour l'écoulement de la crue de projet à travers le réservoir.

Pour l'exploitation de la retenue et la protection du talus au moyen de riprap, le Bureau of Reclamation des États-Unis [33] adopte les critères suivants :

- Une zone du talus du remblai à l'intérieur des limites de la tranche utile et/ou de la tranche utile commune a une exposition maximale à l'action des vagues. Cette zone présente la plus grande probabilité d'être soumise aux vagues les plus fortes et nécessite donc la protection de talus la plus efficace. Pour la tranche utile/tranche utile commune, le vent de projet choisi est le vent centennal (vitesse et durée) associé au fetch correspondant au niveau supérieur de la tranche utile ou de la tranche utile commune. Pour les réservoirs dont le fetch varie beaucoup dans la zone de marnage de cette tranche, les prescriptions relatives au riprap peuvent être moins sévères pour les niveaux inférieurs de la tranche.

- Lors de l'étude du riprap, la tranche de maîtrise des crues et la tranche de surremplissage peuvent être examinées ensemble. La fréquence et la durée des niveaux de retenue dans l'ensemble de cette tranche, et donc l'exposition du talus à l'action des vagues, sont déterminées en considérant l'amortissement de la crue et les consignes d'exploitation du réservoir.

- the filter underlying the riprap will not be washed out through the voids in the riprap layer;
- the filter must be successful in preventing any erosion of the underlying embankment material.

The purpose of the storage space and knowledge of proposed reservoir operation allows an accurate estimate of frequencies and durations that water surfaces will be within known elevation limits on the embankment slope. Typical storage allocation are :

- Dead Storage

The top of dead storage is set at the lowest elevation for which discharges from the reservoir can be made.

- Inactive conservation capacity (storage)

Inactive capacity is reservoir storage space from which water is not normally available for use because of operating agreements or restrictions.

- Active conservation capacity (storage)

This reservoir storage space is allocated to fulfil all project requirements exclusive of flood control.

- Joint use capacity (seasonal storage)

This reservoir storage capacity is allocated for flood control during certain periods of the year and active conservation during the remainder of the year.

- Exclusive flood control capacity (flood storage)

This reservoir storage space is allocated for regulating flood inflows to the reservoir.

- Surcharge capacity

This reservoir storage space is provided to pass the design flood through the reservoir.

For the reservoir operation and the slope protection with riprap the US Bureau of Reclamation [33] has the following criteria :

- An area of the embankment slope within the limits of active conservation capacity and/or joint-use capacity has maximum exposure to wave action. This area has the greatest potential for being subjected to the most severe wave action and, therefore, requires the most competent slope protection. Selection of design winds for the active conservation/joint-use pool should consider a 100-year wind velocity duration curve associated with the fetch for the top of active conservation or joint-use capacity. For reservoirs that have a significant change in fetch over the range of water surface elevations possible in this space, a reduction in riprap requirement may be possible for lower portions of the active conservation space.

- For riprap design, flood control and surcharge space can be considered together. The frequency and duration of water surface elevations within this space, and thus the exposure of the slope to wave action, is determined by flood routing and reservoir operating procedures.

3.1.2. Étude du riprap

Les principales forces auxquelles doit faire face une protection de talus sont celles résultant des vagues produites par le vent. Il y a parfois des forces de traînée importantes dont on doit tenir compte dans le projet.

L'étude du riprap comprend essentiellement trois phases [33] :

- Rassembler les données sur les vents.
- Déterminer les hauteurs et les caractéristiques des vagues à partir de ces données.
- Définir les conditions requises pour le riprap afin qu'il résiste à l'action des vagues.

Les forces agissant sur le riprap sont exprimées en fonction de la vitesse d'écoulement d'eau, de la force de gravité, des dimensions caractéristiques du riprap, et de coefficients représentant les effets de traînée, de masse et de pression hydrodynamique.

Deux méthodes ont été utilisées dans le passé pour le dimensionnement du riprap [34] :

- Comportements observés.
- Formules.

Comportements observés

Les comportements du riprap observés sur des aménagements en service aux États-Unis furent analysés, à la fin des années 40 et au début des années 50, par le Corps des Ingénieurs de l'Armée des États-Unis. Cette étude conduisit à l'établissement de tableaux donnant la dimension moyenne des blocs (D_{50}), la masse maximale des blocs (W_{max}) et l'épaisseur de la couche, recommandées pour le riprap. D'autres chercheurs ont établi des tableaux identiques, vraisemblablement à partir des mêmes observations que celles du Corps des Ingénieurs [17, 21, 16].

Pour des talus de remblai de pente entre 1/2 et 1/4, le riprap déversé répondra aux critères suivants (critères d'étude préliminaire) :

Hauteur maximale des vagues ft (m)	Dimension moyenne des blocs (D_{50}) in (m)	Masse maximale des blocs lb (kg)	Épaisseur de la couche in (m)
0-1 (0-0,31)	8 (0,20)	100 (45)	12 (0,30)
1-2 (0,31-0,61)	10 (0,25)	200 (90)	15 (0,40)
2-4 (0,61-1,22)	12 (0,30)	500 (230)	18 (0,45)
4-6 (1,22-1,83)	15 (0,40)	1 500 (680)	24 (0,60)
6-8 (1,83-2,44)	18 (0,45)	2 500 (1 130)	30 (0,76)
8-10 (2,44-3,05)	24 (0,60)	4 000 (1 810)	36 (0,91)

Tableau 1 : Critères US pour étude préliminaire.

Ces études conduisirent à des corrélations de comportement avec les dimensions des blocs et les hauteurs des vagues.

Formules empiriques de projet

Des formules empiriques de projet ont été établies par de nombreux chercheurs à partir d'études et essais sur modèle. Au début, elles furent principalement

3.1.2. Riprap design

The major forces to be resisted by any slope protection are produced by wind-generated waves. Sometimes there are significant drag forces present which have to be allowed for in design.

Riprap design involves essentially three steps [33]:

- Determine wind data for design.
- Determination of wave heights and wave characteristics from the wind data.
- Determination of riprap requirements to adequately resist wave forces.

Forces acting on riprap are typically expressed in terms of velocity of flowing water, gravity, characteristic dimensions of the riprap, and coefficients representing the effects of drag, mass and hydrodynamic pressure.

Two approaches for sizing riprap have been used in the past [34]:

- Performance records.
- Formulae.

Performance records

Riprap performance records for existing projects in the United States were evaluated by the US Army Corps of Engineers in the late 1940's and early 1950's. As a result of that study tables were produced showing recommended average stone size (D_{50}), maximum stone weight (W_{max}), and riprap layer thickness. Other investigators produced similar tables, likely from the same Corps of Engineers performance records [17, 21, 16].

For embankment slopes between 1 : 2 and 1 : 4, dumped riprap shall meet the following criteria (early design criteria):

Maximum wave height feet (m)	Average rock size (D_{50}) inch (m)	Maximum rock weight pound (kg)	Layer thickness inch (m)
0-1 (0-0.31)	8 (0.20)	100 (45)	12 (0.30)
1-2 (0.31-0.61)	10 (0.25)	200 (90)	15 (0.40)
2-4 (0.61-1.22)	12 (0.30)	500 (230)	18 (0.45)
4-6 (1.22-1.83)	15 (0.40)	1 500 (680)	24 (0.60)
6-8 (1.83-2.44)	18 (0.45)	2 500 (1 130)	30 (0.76)
8-10 (2.44-3.05)	24 (0.60)	4 000 (1 810)	36 (0.91)

Table 1: Early US design criteria.

These studies resulted in correlations of performance with stone size and wave height.

Empirical design formulae

Riprap design formulae have been developed from model testing and studies of many investigators. Initially, these were primarily used for design of port and

utilisées pour les projets d'ouvrages côtiers et portuaires. Par la suite, les essais sur modèle furent appliqués à la protection des talus de réservoirs à l'intérieur des terres [35]. Une formule importante fut déduite des études sur modèle faites par le Corps des Ingénieurs (formule d'Irribarren-Hudson) :

$$W_r = \frac{\gamma_r \cdot h^a}{K_D (G_s - 1)^3 (\cotg \varphi)^b}$$

W_r = masse caractéristique des blocs d'enrochement nécessaire pour résister à l'action des vagues (livres);

γ_r = masse volumique d'un élément de roche (livres par pied cube);

G_s = masse volumique des blocs d'enrochement;

φ = angle du talus (mesuré à partir de l'horizontale);

h = hauteur de la vague de projet (pieds);

K_D = coefficient de dégâts déterminé expérimentalement;

a, b = exposants déterminés expérimentalement.

L'utilisation de cette formule présente des variations résultant des différents coefficients empiriques de stabilité a, b et K_D , déduits de diverses études [10, 16, 31, 32].

Plusieurs chercheurs ont effectué des études sur modèle pour déterminer les coefficients correspondant aux niveaux de *dégâts nuls ou tolérables*.

Le Tableau 2 donne les variations de ces coefficients déduites d'études où l'on fait intervenir la masse médiane W_{50} , comme masse caractéristique des blocs d'enrochement, et la hauteur de vague significative H_s .

$$W_{50} = \frac{\gamma_r \cdot H_s^a}{K_D (G_s - 1)^3 (\cotg \varphi)^b}$$

Comme le montre la Fig. 11, les diverses formules conduisent à des résultats très différents. Pour une hauteur de vague significative de 10 ft (3,1 m), la masse W_{50} des blocs varie suivant un facteur de 5. La dimension minimale des blocs fut utilisée par le Corps des Ingénieurs (EM 1110-2-2300) jusqu'en 1978.

Depuis lors, la formule :

$$W_{50} = \frac{\gamma_r \cdot H_s^3}{4,37 (G_s - 1)^3 (\cotg \varphi)}$$

a été utilisée (plus prudente et *dégâts tolérables*) pour l'étude du riprap de réservoirs situés à l'intérieur des terres.

Les coefficients de *dégâts tolérables* ont été définis à partir de résultats d'essais sur modèle où quelques déplacements du riprap se produisaient, mais sans rupture du riprap et de la couche d'assise. Les coefficients de *dégâts nuls* ont été déterminés à partir de résultats où il n'y avait aucun déplacement du riprap.

L'équation relative aux dégâts nuls ($K_D = 3,62$; $b = 2/3$) est, en général, adoptée à l'intérieur des limites de la réserve utile et pour la surface de la réserve utile commune. L'équation relative aux dégâts tolérables ($K_D = 4,37$; $b = 1$) s'applique dans les autres zones.

coastal structures. Subsequently, the model testing was applied to slope protection on inland reservoirs [35]. A significant formula was based on model studies performed by the US Army Corps of Engineers (Iribarren-Hudson formula) :

$$W_r = \frac{\gamma_r \cdot h^a}{K_D (G_s - 1)^3 (\cot \varphi)^b}$$

W_r = Characteristic weight of individual rock units necessary to resist wave forces (pounds);

γ_r = Specific unit weight of rock unit (pounds per cubic foot);

G_s = Specific gravity of rock units;

φ = Angle of slope (measured from horizontal);

h = Characteristic design wave height (feet);

K_D = Experimentally determined damage coefficient;

a, b = Experimentally determined exponents.

Variations in the use of this formula arise from differences in the empirical and stability coefficients a, b and K_D , suggested through various investigations [10, 16, 31, 32].

Several researchers have conducted wave tank model studies to determine the coefficients required for *zero* or *tolerable damage* levels.

Table 2 shows the variations of these coefficients obtained from the studies when using the medial weight W_{50} , for the characteristic weight of the rock units, and the significant wave height H_s .

$$W_{50} = \frac{\gamma_r \cdot H_s^a}{K_D (G_s - 1)^3 (\cot \varphi)^b}$$

As seen from Fig. 11, the various formulas yield widely different results. For a 10 ft (3.1 m) significant wave, the W_{50} stone weight vary by a factor 5. The smallest stone size was used by the Corps of Engineers (EM 1110-2-2300) until 1978 (pound, feet).

Since then the formula :

$$W_{50} = \frac{\gamma_r \cdot H_s^3}{4.37 (G_s - 1)^3 (\cot \varphi)}$$

has been used (more conservative and *tolerable damage*) for design of riprap for inland reservoirs [34].

Tolerable damage coefficients were based on model test results where some displacement of riprap occurred but without failure of the riprap and bedding. *Zero damage* coefficients were based on results where essentially no displacement of riprap occurred.

The equation for zero damage ($K_D = 3.62, b = 2/3$) should normally be used within the limits of the active conservation capacity and for joint use capacity surface. The equation for tolerable damage ($K_D = 4.37, b = 1$) can be considered in other areas.

Sources	Coefficients			Remarques
	a	b	K _D	
Hudson, Jackson [10]	3	1	2,2	K _D = 2,2 pour des vagues déferlantes K _D = 2,5 pour des vagues non déferlantes
	3	1	2,5	
Thomsen, Wohlt et Harrison [20]	3	0	14	K _D = pour une pente de 1 sur 2 K _D = pour une pente de 1 sur 2,5 K _D = pour une pente de 1 sur 3 K _D = pour une pente de 1 sur 5
	3	0	18	
	3	0	27	
	3	0	51	
EM 1110-2-2300 US Army Corps of Engineers (1971)	2	1	1,36	Niveau de <i>dégâts nuls</i> moyen pour les conditions de vague les plus sévères
Technical Memorandum 51 US Army Corps of Engineers (1975)	3	2/3	3,62	
Technical Memorandum 51 US Army Corps of Engineers (1975)	3	1	4,37	Limite moyenne de <i>dégâts tolérables</i> pour les conditions de vague les plus sévères

Tableau 2 : Variations des coefficients de l'équation de stabilité

D'autres facteurs influencent l'action des vagues : type de vague déferlante, angle d'attaque de la vague, durée de l'attaque, spectre des hauteurs de vagues et distribution des hauteurs de vagues.

Les types de vague déferlante observés sur les réservoirs à l'intérieur des terres sont : *a*) vague qui déferle en forme de volutes; *b*) vague qui déferle sous forme d'un assaut; *c*) vague qui déferle en s'affaissant progressivement. On a trouvé que la vague du type *c*) conduisait à la plus faible stabilité du riprap, cette condition étant généralement adoptée pour déterminer les coefficients applicables aux niveaux « dégâts nuls » ou « dégâts tolérables ».

Les vagues du type *a*) et les vagues du type *b*) sont celles qui produisent le moins de dégâts. La plupart des combinaisons de période de vague et de pente de talus, dans le cas de réservoirs situés à l'intérieur des terres, produiront soit des vagues du type *a*), soit des vagues du type *c*). Les vagues du type *b*) se manifestent pour les vagues de longue période (fetch de grande longueur et vent de vitesse élevée) ou pour les talus très raides de remblai.

La plupart des pays utilisent la formule du Corps des Ingénieurs et du Bureau of Reclamation des États-Unis.

G. E. Bertram a établi une formule faisant intervenir la hauteur de la vague, la longueur de vague, la pente du remblai, la profondeur d'eau au pied du barrage et deux coefficients empiriques :

$$0,388 W_{50}^{3/8} (b \cotg \varphi)^{3/5} = \frac{H_s}{\left(\operatorname{tg} \varphi \frac{2 \pi t}{L_0} \right)^a}$$

Sources	Coefficients			Remarks
	a	b	K _D	
Hudson, Jackson [10]	3	1	2.2	K _D = 2.2 for breaking waves
	3	1	2.5	K _D = 2.5 for non breaking waves
Thomsen, Wohlt and Harrison [20]	3	0	14	K _D = for a slope of 1 on 2
	3	0	18	K _D = for a slope of 1 on 2.5
	3	0	27	K _D = for a slope of 1 on 3
	3	0	51	K _D = for a slope of 1 on 5
EM 1110-2-2300 US Army Corps of Engineers (1971)	2	1	1.36	Average <i>zero-damage</i> level for the worst wave conditions
Technical Memorandum 51 US Army Corps of Engineers (1975)	3	2/3	3.62	
Technical Memorandum 51 US Army Corps of Engineers (1975)	3	1	4.37	Average limit of <i>tolerable damage</i> for the worst wave conditions

Table 2 : Variations in the coefficients of the stability equation

Additional factors that influence wave action are type of breaking waves, angle of wave attack, duration of attack, wave height spectrum, and wave height distribution [33]. This factor may be important in some situations.

The type of breaking wave normally produced on inland reservoirs can be either plunging, surging, or collapsing breakers. The collapsing breaker condition has been found to produce the lowest stability of riprap and this is the condition normally used by researchers to develop appropriate coefficients for zero damage or tolerable damage levels.

Plunging and surging breakers are less damaging. Most combinations of wave period and embankment slopes for inland reservoirs will produce either plunging or collapsing breakers. Surging breakers would occur with long period waves (long fetch and high wind velocities) or for very steep embankment slopes.

Most of the countries use the formula of the US Army Corps of Engineers and US Bureau of Reclamation.

G. E. Bertram [17] developed a formula including wave height, wave length, embankment slope, depth of water at the toe of the dam and two empirical factors :

$$0.388 W_{50}^{3/8} (b \times \cot \phi)^{3/5} = \frac{H_s}{\left(\tan \phi \times \frac{2 \pi \times t}{L_o} \right) a}$$

W_{50} = masse moyenne des blocs d'enrochement (lb);

L_o = longueur de vague (ft);

t = profondeur d'eau au pied du barrage (ft);

a, b = coefficients empiriques se rattachant à $\cotg \varphi$:

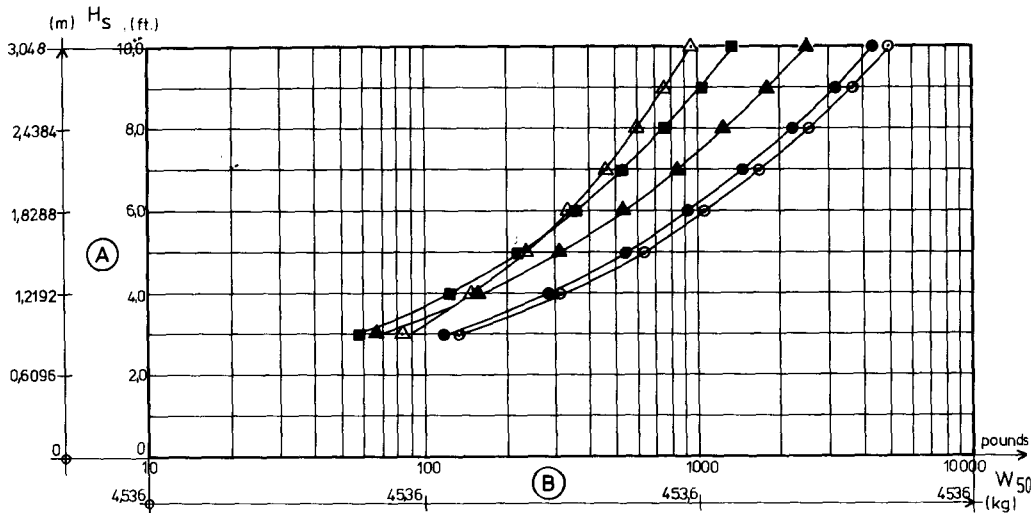
$\cotg \varphi = 10$; $a = 1/3$; $b = 1$

$\cotg \varphi = 7$; $a = 1/3$; $b = 1$

$\cotg \varphi = 5$; $a = 1/3$; $b = 1$

$\cotg \varphi = 3$; $a = 1/5$; $b = 0,75$

$\cotg \varphi = 2$; $a = 1/5$; $b = 0,75$



SYMBOL	SOURCE OF COEFFICIENTS	CONDITION	a	b	K_D
●	TM-51	zero wave damage	3	2/3	3,62
▲	TM-51 and ETL 1110-2-222	tolerable wave damage	3	1	4,37
○	HUDSON-JACKSON	breaking waves	3	1	2,2
□	HUDSON-JACKSON	non-breaking waves	3	1	2,5
△	EM 1110-2-2300	—	2	1	1,36
■	TAYLOR	—	2,6	1	3,2

$$W_{50} = \frac{\gamma \cdot H_s^3}{K_D (G_s - 1)^3 (\cot \varphi)^b}$$

Van der Meer [37, 38, 60] indique une forte influence de la raideur des vagues, les vagues de raideur élevée nécessitant des blocs de riprap de masse inférieure à celle des blocs exigés dans le cas de vagues de hauteur élevée mais de faible raideur.

W_{50} = average stone weight (lb);
 L_o = wave length (ft);
 t = depth of water at the dam toe (ft);
 a and b = empirical factors related to $\cot \varphi$:

$\cot \varphi = 10$;	$a = 1/3$;	$b = 1$
$\cot \varphi = 7$;	$a = 1/3$;	$b = 1$
$\cot \varphi = 5$;	$a = 1/3$;	$b = 1$
$\cot \varphi = 3$;	$a = 1/5$;	$b = 0.75$
$\cot \varphi = 2$;	$a = 1/5$;	$b = 0.75$

Fig. 11

W_{50} stone size, different formulas (redrawn from Ref. 34).
Masse W_{50} des blocs d'enrochement, diverses formules [34].

- | | |
|--------------------------------------|--|
| (A) Significant wave height, H_s . | (A) <i>Hauteur de vague significative, H_s.</i> |
| (B) W_{50} stone size. | (B) <i>Masse des blocs, W_{50}.</i> |

Van der Meer [37, 38, 60] indicates a major influence of wave steepness, with waves of high steepness requiring lesser riprap stone weights than waves of the same significant height but low steepness.

Un rapport de la Tennessee Valley Authority indique empiriquement que 50 % des blocs d'enrochement devront avoir une masse égale ou supérieure à :

$$G_{50} = 0,52 \cdot G_s \cdot t_d^3$$

G = en tonnes;

G_s = masse volumique en tonnes

t_d = épaisseur du riprap en mètre :

$$t_d = c \cdot V_w^2$$

c = coefficient dépendant de la masse volumique G_s et de la pente du talus;

V_w = vitesse du vent (km/h).

Pente du talus	Valeurs de c pour diverses masses volumiques		
	$G_s = 2,50$	$G_s = 2,65$	$G_s = 2,80$
1/12	0,024	0,022	0,020
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Tableau 3 : Valeurs du coefficient c

Les masses maximale et minimale des blocs d'enrochement, leurs dimensions et autres critères sont traités de différentes façons dans la documentation technique. On peut citer :

Réf. [18] $W_{\max} = 4,0 W_{50}$

[33]

[34] $W_{\min} = 0,125 W_{50}$

La granulométrie du riprap devra limiter à 5 % (en poids) les matériaux inférieurs à W_{\min} (W_5).

Réf. [14] $W_{\max} = 3,6 W_{50}$
 $W_{\min} = 0,22 W_{50}$

Réf. [16] $W_{\max} = 4,0 W_{50}$
 [17] $W_{\min} = 0,25 W_{50}$

Réf. [19] $W_{\max} < 4,7 W_{50}$
 $W_{85} > 2,0 W_{50}$
 $W_{25} > 0,2 W_{50}$
 $W_{10} < 0,2 W_{50}$

Réf. [20] Granulométrie étroite $1,0 < (W_{85}/W_{25})^{1/3} < 1,3$

[18] : EM-1100-2-2300 Granulométrie $1,3 < (W_{85}/W_{15})^{1/3} < 2,5$

Granulométrie large $2,5 < (W_{85}/W_{15})^{1/3} < 9,0$

Réf. [21] $1,5 D_{50}$ jusqu'à 1 in (25 mm)

A Tennessee Valley Authority Report states empirically that 50 percent of the rock should have a weight equal to or greater than :

$$G_{50} = 0.52 \cdot G_s \cdot t_d^3$$

G = in tons;

G_s = specific gravity in tons

t_d = thickness of riprap in m :

$$t_d = c \cdot V_w^2$$

c = coefficient depends on specific gravity G_s and slope inclination;

V_w = wind velocity (km/h).

Slope inclination	Values of c for different specific gravities		
	$G_s = 2.50$	$G_s = 2.65$	$G_s = 2.80$
1/12	0.024	0.022	0.020
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

Table 3 : Values of coefficient c

Maximum and minimum stone weights of rock sizes and other criteria are treated in many different ways in the literature. They will be summarised below :

Ref. [18] $W_{\max} = 4.0 W_{50}$

[33]

[34] $W_{\min} = 0.125 W_{50}$

The riprap gradation should allow for 5 % material by weight smaller than W_{\min} (W_5).

Ref. [14] $W_{\max} = 3.6 W_{50}$
 $W_{\min} = 0.22 W_{50}$

Ref. [16] $W_{\max} = 4.0 W_{50}$
 [17] $W_{\min} = 0.25 W_{50}$

Ref. [19] $W_{\max} < 4.7 W_{50}$
 $W_{85} > 2.0 W_{50}$
 $W_{25} > 0.2 W_{50}$
 $W_{10} < 0.2 W_{50}$

Ref. [20] Narrow gradation $1.0 < (W_{85}/W_{25})^{1/3} < 1.3$

[18] : EM-1100-2-2300 gradation $1.3 < (W_{85}/W_{15})^{1/3} < 2.5$

Wide gradation $2.5 < (W_{85}/W_{15})^{1/3} < 9.0$

Ref. [21] $1.5 D_{50}$ down to 1 in. (25 mm)

La dimension nominale d'un bloc d'encrochement, D_x , peut être déterminée approximativement à partir de la masse [31, 32] :

$$D_x = \left(\frac{7 W_x}{5 \gamma} \right)^{1/3}$$

L'épaisseur de la couche de riprap doit être adaptée à la dimension maximale des blocs.

Réf. [34] $t_{d_{\min}} = 1,5 D_{50}$

Réf. [16]

$$[31, 32] t_d = \left(\frac{W_{\max}}{\gamma_r} \right)^{1/3} \text{ ou } \left(\frac{W_{50}}{\gamma_r} \right)^{1/3}$$

Thompson [12] n'a pas trouvé de différence de comportement en laboratoire pour des épaisseurs de 1,4 à 2,9 D_{50} .

3.1.3. Filtres et couche d'assise du riprap

Les matériaux du filtre et de la couche d'assise constituent avec le riprap l'ensemble de la protection du talus. Le riprap protège le remblai contre les forces directes appliquées par les vagues ou contre les vitesses du courant, alors que les matériaux du filtre et de la couche d'assise protègent le remblai contre les effets hydrodynamiques des vagues et contre l'érosion, et assurent la stabilité du riprap. L'étude du filtre et de la couche d'assise est basée sur les critères de filtre [34].

En général, l'épaisseur dépend de la sensibilité des matériaux sous-jacents vis-à-vis des effets des vagues, de la disponibilité des matériaux, des dimensions du riprap, de la pente du talus du barrage, des facilités de mise en place, du matériel utilisé, etc.

Le Corps des Ingénieurs et le Bureau of Reclamation donnent les recommandations suivantes :

Riprap Épaisseur de la couche in (m)	Filtre intermédiaire Épaisseur minimale de la couche in (m)	Couche d'assise Épaisseur minimale de la couche in (m)
12 à 24 (0,3-0,6)	9 (0,23)	9 (0,23)
24 à 36 (0,6-0,9)	12 (0,3)	12 (0,3)
≥ 42 (1,06)	18 (0,45)	15 (0,38)

Hauteur maximale de vague ft (m)	Épaisseur minimale du filtre in (cm)	D_{85} du filtre Dimension au moins in (cm)
0-4 (0-1,22)	6 (15)	1-1,5 (2,5-3,8)
4-8 (1,22-2,44)	9 (23)	1,5-2 (3,8-5,1)
8-10 (2,44-3,66)	12 (30)	

Tableau 4 : Épaisseur minimale et D_{85} du filtre unique sous le tapis de riprap

The nominal stone dimension, D_x , can be approximated from the weight [31, 32] :

$$D_x = \left(\frac{7 W_x}{5 \gamma} \right)^{1/3}$$

The *thickness of the riprap layer* must be great enough to accommodate the maximum stone.

Ref. [34] $t_{d_{\min}} = 1.5 D_{50}$

Ref. [16]

$$[31, 32] t_d = \left(\frac{W_{\max}}{\gamma_r} \right)^{1/3} \text{ or } \left(\frac{W_{50}}{\gamma_r} \right)^{1/3}$$

Thompson [12] found no difference in laboratory performance for thickness of 1.4 to 2.9 D_{50} .

3.1.3. Riprap filters and bedding

Filter and bedding material along with riprap makes up the slope protection system. The riprap protects the embankment from the direct forces of wave action or flow velocities, while the filter and bedding material protects the embankment from hydrodynamic effects of waves and erosion and provides stability for the riprap. The design of the filter and bedding material is based upon filter criteria [34].

Generally the thickness will depend upon the susceptibility of the underlying materials of wave effects, material availability, size of riprap, dam slope, ease of placement, equipment used, etc.

The US Army Corps of Engineers and USBR suggest the following general guidelines :

Riprap layer thickness inches (m)	Minimum intermediate filter layer thickness inches (m)	Minimum bedding layer thickness inches (m)
12 through 24 (0.3-0.6)	9 (0.23)	9 (0.23)
24 through 36 (0.6-0.9)	12 (0.3)	12 (0.3)
42 inches or greater (1.06)	18 (0.45)	15 (0.38)

Maximum wave height ft (m)	Minimum filter thickness in (cm)	Filter D_{85} Size at least in (cm)
0-4 (0-1.22)	6 (15)	1-1.5 (2.5-3.8)
4-8 (1.22-2.44)	9 (23)	1.5-2 (3.8-5.1)
8-10 (2.44-3.66)	12 (30)	

Table 4 : Minimum thicknesses and D_{85} size of single filters under riprap blankets

Ces valeurs doivent être considérées comme des valeurs minimales absolues.

Si le matériau sous-jacent a une faible plasticité, la granulométrie du matériau de la couche d'assise devra répondre aux critères de filtre suivants [33] :

$$D_{15F} > D_{15E} \quad (I)$$

$$D_{15F} < 50 D_{85E} \quad (II)$$

$$D_{85F} > \frac{D_{15R}}{5} \quad (III)$$

D_{15F} = 15 % des matériaux de la couche d'assise (filtre) sont inférieurs à cette dimension.

D_{85F} = 85 % des matériaux de la couche d'assise (filtre) sont inférieurs à cette dimension.

D_{15E} = 15 % des matériaux à protéger sont inférieurs à cette dimension.

D_{85E} = 85 % des matériaux à protéger sont inférieurs à cette dimension.

D_{15R} = 15 % du riprap sont inférieurs à cette dimension.

Une couche de filtre intermédiaire est parfois nécessaire entre la couche d'assise et le riprap afin d'empêcher l'entraînement des matériaux de la couche d'assise. On a suggéré qu'il n'était pas nécessaire qu'une couche d'assise située sur des matériaux argileux résistant à l'érosion satisfasse aux critères (I) et (II), mais elle devait satisfaire aux critères (III) [voir réf. 33]. L'épaisseur de la couche d'assise doit être seulement suffisante pour assurer une bonne protection du filtre.

Les filtres présentant une granulométrie satisfaisante entre un maximum de 3 ou 4 in (8-10 cm) et les dimensions « sable grossier » conviennent à la plupart des barrages. Les matériaux de filtre peuvent provenir de ballastières, du criblage de sable-gravier, ou du criblage de roche concassée. De nombreux filtres satisfaisants contiennent des éléments de dimensions maximales atteignant 4 in (10 cm), et des quantités importantes de sable moyen à grossier. Les filtres contenant des pourcentages élevés de sable fin ne conviennent pas vraisemblablement.

Sur de nombreux barrages en terre, une seule couche filtrante a suffi. Lorsque les matériaux du talus amont du remblai, sous le riprap, sont constitués de terres de granulométrie fine, telles que des silts, il est souvent nécessaire d'adopter deux couches de filtre dont les matériaux sont progressivement plus gros afin de satisfaire aux critères de filtre. L'épaisseur de ces couches ne devra pas être inférieure à 6 in (15 cm), une épaisseur plus grande étant même souhaitable.

On tiendra compte des facteurs suivants dans le choix de l'épaisseur du filtre :

1. Action des vagues

Plus l'action des vagues est faible, moins il est nécessaire de placer un filtre épais sous le riprap.

2. Granulométrie du riprap

Si la granulométrie du riprap est convenable, avec suffisamment d'éléments fins de carrière pour remplir les grands vides, la majeure partie de l'énergie des vagues est dissipée à l'intérieur du riprap, ce qui entraîne moins de contraintes sur le filtre. Par conséquent, la couche de riprap doit être résistante, tandis que la couche de filtre peut être plus mince.

These values should be considered as absolute minimum thickness.

If the underlying material has low plasticity, the gradation of the bedding material should conform with the following filter criteria [33]:

$$\begin{aligned} D_{15F} &> D_{15E} \quad (\text{I}) \\ D_{15F} &< 50 D_{85E} \quad (\text{II}) \\ D_{85F} &> \frac{D_{15R}}{5} \quad (\text{III}) \end{aligned}$$

D_{15F} = the 15 percent passing size of the bedding (filter).

D_{85F} = the 85 percent passing size of the bedding (filter).

D_{15E} = the 15 percent passing size of the material to be protected.

D_{85E} = the 85 percent passing size of the material to be protected.

D_{15R} = the 15 percent size of the riprap.

An intermediate filter layer is sometimes required between the bedding and riprap to prevent washout of the bedding. It has been suggested that bedding layers over erosion resistant clay materials need not be designed to meet the criteria of equation (I) or equation (II) but must still satisfy equation (III) [see Ref. 33]. The thickness of bedding layers need be only sufficient to provide adequate filter protection.

Filters which are reasonably well graded between a maximum of 3 or 4 in (8-10 cm) and coarse sand sizes are satisfactory for the great majority of dams. Filters are obtained as pitrun or screened sand gravel or from crushed and screened rock. Many satisfactory filters have sand sizes to 4 in (10 cm), maximum, and appreciable quantities of medium to coarse sand. Filters with large percentages of fine sand are likely to be unsatisfactory.

On many earth dams, one layer of filter material has been adequate. Where the embankment material comprising the upstream slope directly under the riprap is composed of a very fine-grained soil, such as silt, it is often necessary to use two layers of progressively coarser material in order to meet the filter gradation requirements. These should not be less than 6 in in thickness and preferably thicker.

The following factors should be considered in the selection of filter thickness:

1. Wave action

The less the wave action, the less the need for a thick filter under the riprap.

2. Gradation of the riprap

If the riprap is well graded with plenty of quarry fines to fill the larger voids more of the wave energy is absorbed within it and there is less stress on the filter. Consequently the riprap layer needs to be more robust while the filter layer can be made thinner.

3. Plasticité et granulométrie des matériaux du remblai

Si les matériaux du remblai sont constitués d'un sol granulaire, de bonne granulométrie, avec un liant argileux résistant, ils nécessitent une protection moins importante contre l'érosion que dans le cas de sable silteux. Les matériaux dispersifs exigent, en particulier, une protection soignée.

4. Coût du filtre

Si le matériau du filtre est obtenu sans lavage ou criblage, tel que le gravier naturel de ballastière, il n'est pas très coûteux par rapport au matériau du remblai; souvent, il n'y a pas de raison d'adopter une épaisseur minimale de filtre.

5. Effets hydrodynamiques

L'épaisseur et la masse totales du riprap et de ses couches d'assise doivent être suffisantes pour dissiper les effets hydrodynamiques des vagues et éviter le développement de contraintes de traction transitoires dans le remblai sous-jacent.

Le rapport CIRIA 61 [12] résume les principaux critères couramment appliqués à la couche de filtre située sous le riprap :

R, riprap.

F, filtre.

E, matériaux du remblai ou matériaux à protéger.

$$\begin{aligned} \text{Réf. [12]} : D_{15R}/D_{85F} &\leq 4 \\ D_{50R}/D_{50F} &\leq 7 \\ D_{15R}/D_{15F} &\leq 7 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Réf. [17]} : D_{85F} &> 50 \text{ mm (2 in)} \\ D_{15R}/D_{85F} &< 10 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Réf. [21]} : D_{85F} &> 50 \text{ mm (2 in)} \\ D_{15R}/D_{85F} &< 10 \\ D_{15F}/D_{85E} &< 5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Réf. [23]} : D_{85F}/(\text{ouverture maximale du drain}) &> 2 \\ D_{15F}/D_{85E} &< 5 \\ 5 &< D_{15F}/D_{15E} < 40 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Réf. [24]} : D_{15R}/D_{85F} &< 4 \\ D_{15R}/D_{15F} &< 20 \\ D_{50R}/D_{50F} &< 30 \\ D_{15R}/D_{15F} &< 15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Réf. [25]} : D_{15R}/D_{85F} &< 5 \\ D_{50R}/D_{50F} &< 25 \\ D_{15R}/D_{15F} &< 20 \end{aligned}$$

$$\text{Réf. [22] et [26]} : D_{15R}/D_{15F} < 5$$

Le Bulletin CIGB 55 (1986) traite de l'utilisation de *géotextiles* comme filtres.

3. Plasticity and gradation of the embankment material

If the embankment material is a well graded granular soil with a tough clay binder, it needs erosion protection much less than if it is a fine silty sand. Potentially dispersive embankment materials needs especially careful protection.

4. The cost of the filter

If the material for the filter is obtained without washing or screening as a pit-run natural gravel, consequently it is not very expensive with respect to the average embankment material; often there is no reason to use minimum filter thickness.

5. Hydrodynamic effects

The total thickness and mass of the riprap and its bedding layers must be sufficient to dissipate the hydrodynamic effects of waves and to avoid the development of transient tensile stresses in the embankment material beneath.

The CIRIA Report 61 [12] summarizes the main common criteria for the filter layer underlying the riprap :

Subscript R for riprap.

Subscript F for filter.

Subscript E for embankment material or materials to be protected.

$$\begin{aligned} \text{Ref. [12]} : D_{15R}/D_{85F} &\leq 4 \\ D_{50R}/D_{50F} &\leq 7 \\ D_{15R}/D_{15F} &\leq 7 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ref. [17]} : D_{85F} &> 50 \text{ mm (2 in)} \\ D_{15R}/D_{85F} &< 10 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ref. [21]} : D_{85F} &> 50 \text{ mm (2 in)} \\ D_{15R}/D_{85F} &< 10 \\ D_{15F}/D_{85E} &< 5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ref. [23]} : D_{85F}/(\text{maximum opening of drain pipe}) &> 2 \\ D_{15F}/D_{85E} &< 5 \\ 5 &< D_{15F}/D_{15E} < 40 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ref. [24]} : D_{15R}/D_{85F} &< 4 \\ D_{15R}/D_{15F} &< 20 \\ D_{50R}/D_{50F} &< 30 \\ D_{15R}/D_{15F} &< 15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ref. [25]} : D_{15R}/D_{85F} &< 5 \\ D_{50R}/D_{50F} &< 25 \\ D_{15R}/D_{15F} &< 20 \end{aligned}$$

$$\text{Ref. [22] and [26]} : D_{15R}/D_{15F} < 5$$

ICOLD Bulletin 55, 1986, describes the use of *geotextiles* as part of filter design.

3.1.4. Qualité de la roche pour riprap

A) Généralités

Ce chapitre décrit la marche à suivre lors des études des dépôts susceptibles de fournir des matériaux rocheux pour le riprap. Il donne aussi des recommandations concernant les essais des matériaux rocheux.

La complexité et l'étendue des études destinées à déterminer les sources pouvant fournir des matériaux de riprap appropriés dépendront des dimensions et des prescriptions de projet de l'aménagement, ainsi que des exigences de quantité et de qualité des matériaux. En général, des matériaux de bonne qualité sont exigés pour le riprap. Le projet comporte généralement trois étapes : a) reconnaissances; b) faisabilité et c) spécifications. Les études se répartissent, en général, suivant ces étapes. D'autres études d) construction, sont parfois nécessaires immédiatement avant ou pendant la phase de construction [43].

Les résultats obtenus au cours de l'étape « *reconnaisances* » sont essentiellement descriptifs, déduits d'observations géologiques de surface et recueillis au cours des reconnaissances géologiques nécessitées par l'étude de projet.

Au cours de l'étape « *faisabilité* », les résultats sont principalement qualitatifs et sont destinés à confirmer ou élargir les données obtenues, au cours de l'étape « *reconnaisances* », sur les sources possibles de matériaux, en vue d'établir une estimation du coût du projet. Une étude complète des sources possibles de matériaux, situées dans une zone de transport économique jusqu'au chantier, est effectuée. Les travaux sur le terrain seront exécutés conjointement par un géologue et un ingénieur géotechnicien.

Au cours de l'étape « *spécifications* », les données sont essentiellement quantitatives et spécifiques et servent à l'étude définitive des diverses dispositions du projet, telles que le riprap pour la protection des talus amont des barrages en terre ou autres ouvrages. Les sources de matériaux seront étudiées de façon approfondie en vue de déterminer les quantités et l'uniformité des matériaux disponibles et, si nécessaire, des échantillons représentatifs seront prélevés pour des essais d'évaluation de la qualité.

Les sources de matériaux rocheux doivent satisfaire à deux exigences principales : la carrière doit produire des éléments de roche de dimensions convenant à l'usage requis et, d'autre part, les éléments de roche devront être suffisamment durs, denses et inaltérables pour résister aux opérations d'extraction, de transport et de mise en place, ainsi qu'aux attaques du milieu.

B) Études

a) Reconnaissances

Cette phase initiale ou préliminaire comprend les reconnaissances de surface du site, utilisant des cartes topographiques, géologiques et cadastrales, des photos aériennes, ainsi que des informations sur des exploitations connues de matériaux.

b) Faisabilité

Les informations rassemblées au cours de cette étape sont nécessaires pour la préparation du projet préliminaire et l'estimation du coût.

3.1.4. Quality of rock for riprap

A) General

This part describes procedures to be followed when investigating deposits to be used as potential sources of rock for riprap. It also includes guides to be followed in testing of rock materials.

The complexity and extent of investigations conducted to determine suitable sources of riprap material will be governed by the size and design requirements of the project features and the quantity and quality of material required. In general high quality material is required for riprap. Normally, project development occurs in three stages: *a)* reconnaissance, *b)* feasibility, and *c)* specifications. The extent and intensity of material investigations are usually divided into the corresponding stages. Additional investigations, *d)* construction, are sometimes required immediately prior to or during the construction stage [43].

Data obtained during the *reconnaissance stage* is primarily descriptive, based on surface geological examinations, and is gathered during the geotechnical reconnaissance for the project feature.

In the *feasibility stage*, data is primarily qualitative and obtained to confirm and expand data concerning potential material sources, during the reconnaissance stage, for preparation of project cost estimates. A complete survey of possible material sources located within economical haul range of the jobsite is made at this time. Field work should be done jointly by a geologist and a materials engineer.

In the *specifications stage*, data is mainly quantitative and specific for final designs of the various project features such as riprap for upstream slopes of earth dams or structure protection. Sources selected are thoroughly investigated to determine quantities and uniformity of material available and, if necessary, representative samples taken for quality evaluation testing.

Rock sources must satisfy two main requirements: the rock source should produce rock fragments in suitable sizes for the required usage and the rock fragments should be hard, dense, and durable enough to withstand both the processes involved in procurement and placement, and weathering.

B) Investigation

a) Reconnaissance

This initial or preliminary exploration involves field surface reconnaissance using topographic, geologic, and agricultural soil maps and aerial photographs with supplemental information provided by records of known developed sources of material.

b) Feasibility

Information accumulated during this stage is needed to prepare preliminary designs and cost estimates.

Le choix des lieux d'extraction des matériaux sera limité à ceux susceptibles d'être indiqués dans les spécifications; des prélèvements de carottes ou des essais de tir peuvent être nécessaires pour préciser les dimensions des blocs et la quantité de matériaux disponible. Les lieux d'extraction éventuels de matériaux sont examinés pour déterminer leur étendue et leurs caractéristiques, et, en particulier, pour connaître l'espacement des diaclases et fractures, la résistance à l'altération et la variation des propriétés de la roche. Les dimensions des blocs de roche extraits dépendront de l'espacement des diaclases, fractures et plans de stratification. L'examen de la résistance de la roche à l'altération *in situ* donnera une bonne indication de sa durabilité. Une attention particulière sera portée à l'emplacement et à la répartition des veines ou strates de faible résistance, qui doivent être évitées ou mises au rebut au cours de l'exploitation de la carrière.

c) Spécifications

Le but des études au cours de cette phase est de fournir des données de projet et des informations nécessaires à la préparation des spécifications. Des prélèvements de carottes peuvent s'avérer nécessaires si les conditions géologiques l'exigent. Des essais de tir seront également exécutés à ce stade s'ils ne l'ont pas été auparavant.

d) Construction

Cette étape des études est parfois nécessaire en vue de fournir au personnel des études et du chantier des renseignements détaillés supplémentaires pour une exploitation appropriée des lieux d'extraction de matériaux. Ces renseignements seront obtenus suffisamment tôt avant les opérations d'abattage en carrière ou d'excavation afin de mettre au point les procédés de traitement et de mise en place des matériaux.

C) Essais

Les études d'évaluation de la qualité comprennent des examens pétrographiques détaillés et des essais de détermination des propriétés physiques [43].

a) Examens pétrographiques

L'étude pétrographique du riprap comprend un examen visuel au cours duquel les différents faciès et types de roche, s'ils existent, sont séparés et étudiés individuellement. L'échantillon de riprap est examiné visuellement en vue de décrire : le nombre, les dimensions et la forme des éléments de roche; la coloration; la texture apparente, la structure, la dureté, la densité et l'absorption; l'effervescence à l'acide chlorhydrique dilué; les diaclases et les fractures; l'altération en surface; les dépôts secondaires tels que carbonate de calcium; et toutes autres caractéristiques physiques et structurales. Des échantillons représentant visuellement les qualités les plus faibles, moyennes et les plus élevées de la roche, dans chaque faciès ou type de roche, sont choisis pour des analyses au microscope, sur lame mince, et des essais de résistance au gel-dégel.

L'analyse au microscope, sur lame mince, détermine la texture, la structure, les dimensions des grains, la composition minéralogique et les pourcentages en volume, et la classification de la roche. On doit porter l'attention sur les vides internes, les fractures, ainsi que sur le type et la quantité de matériau de cimentation dans les roches sédimentaires.

Les essais de résistance au gel-dégel seront effectués sur tous les échantillons de riprap, y compris ceux provenant de lieux non exposés à des conditions clima-

Selection of sources should be limited to those which may eventually be cited in specifications, and core drilling or blast tests may be required to confirm fragment size and quantity of material available in the sources. The potential material sources are examined to determine size and character, and particularly to observe joint and fracture spacing, resistance to weathering, and variability of the rock. The spacing of joints, fractures, and bedding planes will control the size of rock fragments obtainable from the deposit. Observation of weathering resistance of rock *in situ* will provide a good indication of its durability. Particular attention should be given to location and distribution of unsound seams or strata which must be avoided or wasted during quarrying operations.

c) Specifications

The purpose of investigations at this stage is to furnish design data and information required for specifications preparation. Core drilling may be required, if dictated by geologic conditions. Blast testing should also be done at this time if not performed previously.

d) Construction

This investigation stage is sometimes required to provide field and design personnel with additional detailed information for proper source development. This information should be obtained sufficiently ahead of quarrying or excavation operations to provide for proper processing and placing of material.

C) Testing

Quality evaluation investigations include detailed petrographic examination and physical properties tests [43].

a) Petrographic examination

The petrographic examination of riprap includes a visual examination during which different rock facies and rock types, if present, are segregated and evaluated separately. The submitted riprap sample is visually examined to provide a description of number, size, and shape of rock fragments; color; apparent texture, structure, hardness, density, and absorption; effervescence with dilute, hydrochloric acid; jointing and fracturing; surface weathering; secondary deposits such as calcium carbonate; and any other distinguishing physical and structural features. Specimens visually representative of poorest, modal, and best quality rock for each rock facies or type are selected for microscopic, thin section analyses and freeze-thaw durability testing.

The microscopic, thin section analysis determines texture, structure, grain size, mineralogical composition and estimated volume percentages, and rock classification. Emphasis is placed on internal voids and fractures and type and amount of cementing material in sedimentary rocks.

Freeze – thaw tests are performed on all riprap samples including those from sources not exposed to freeze – thaw environments because the test usually detects

tiques de gel-dégel, du fait que de tels essais détectent généralement des faiblesses de structure de la roche et constituent donc un bon indicateur de sa durabilité. Au cours de l'essai, on note l'aspect et le processus de détérioration des cubes. L'essai prend fin au bout, par exemple, de 250 cycles ou lorsque la roche se détériore – critère de détérioration – avec, par exemple, 25 % de perte de poids. Le type de détérioration – éclatement ou effritement – est noté et la perte de poids déterminée. Des essais de mouillage-séchage peuvent parfois être utiles pour évaluer la durabilité de la roche.

b) Propriétés physiques

Le matériau de riprap restant après le choix des échantillons pétrographiques est broyé et séparé en fractions granulométriques pour d'autres essais de détermination des propriétés physiques. Ces essais portent sur : la masse volumique et l'absorption, la résistance au sulfate de soude, l'abrasion Los Angeles, etc.

La roche idéale pour du riprap répondra aux spécifications de qualité des granulats pour béton. On ne peut donner des spécifications quantitatives minimales pour la qualité de la roche; le meilleur matériau disponible sera utilisé. En général, les blocs rocheux naturels, en raison de leur forme plus arrondie, s'enchevêtreront moins bien que les blocs rocheux de carrière et auront une résistance plus faible à l'action des vagues, à égalité de dimensions de blocs. Des éléments allongés ou plats présenteront, à égalité de masse, moins de stabilité que des éléments équidimensionnels lorsqu'ils seront déversés en vrac.

D) Conclusions

L'étude du pétrographe devra estimer, à partir des échantillons de roche examinés, si celle-ci peut être utilisée comme riprap. Des recommandations seront présentées pour améliorer la durabilité et la stabilité du tapis de riprap; on suggèrera, par exemple, qu'un pourcentage plus élevé de gros blocs rocheux, ayant une masse volumique un peu plus faible, soit adopté pour empêcher les déplacements des blocs sous l'action des vagues, ou pour tenir compte d'un délitement des blocs – à l'exclusion d'une désagrégation – le long de fractures, diaclases, surfaces de stratification, stylolithes, surfaces de schistosité et structure de coulée.

La validité des résultats d'essais est également examinée dans d'autres chapitres, du fait que certains échantillons de roche sont recommandés comme riprap, même si quelques résultats d'essais peuvent être limites ou non satisfaisants. On peut citer comme exemples : les basaltes vacuolaires de faible masse volumique et de forte absorption, mais qui peuvent pourtant convenir comme riprap; les granites à gros grains qui ne répondent pas aux limites prescrites dans l'essai d'abrasion Los Angeles, mais peuvent néanmoins présenter une structure résistante; certaines roches fragiles qui ne satisfont pas à l'essai de résistance au sulfate de soude le long des fractures produites en laboratoire lors de la préparation des échantillons, mais peuvent présenter une structure résistante; certains grès poreux, friables, qui peuvent subir avec succès l'essai de gel-dégel du fait que les vides permettent aux cristaux de glace de s'y accumuler sans rompre la roche, bien que le grès présente une structure peu résistante.

Pour une première sélection du matériau convenant comme riprap, le critère le plus important est la taille appropriée des blocs. Lors de la comparaison des différents lieux d'extraction possibles, la durabilité est le deuxième élément à

structural weakness in rock and, therefore, is a good indicator of durability. Throughout the test, the appearance and manner of deterioration of cubes are noted. Termination of the test is – for example – 250 cycles or when the rock fails – failure criterion is – for example 25 percent weight loss – whichever is sooner. Type of failure – splitting or crumbling – is noted, and weight loss determined. Sometimes wet/dry testing in evaluating durability could be useful.

b) Physical properties

The riprap material remaining after selection of petrographic samples is crushed and separated into gravel-size fractions for further physical properties testing. Such tests are : specific gravity and absorption, sodium sulfate soundness, Los Angeles abrasion, etc.

Ideally rock for riprap should meet the quality specifications of concrete aggregate. No minimum quantitative specifications can be given for the rock quality; the best available material should be used. Generally natural boulders, because of their more rounded shape, will have poorer interlocking than quarried rock pieces and slightly lower resistance to wave action for the same piece size. Elongated or flat pieces will have less stability for the same mass than equi-dimensional pieces when dumped randomly.

D) Conclusions

Conclusions are the petrographer's evaluation of the suitability of the examined sample for use as riprap. Recommendations are presented for improving life and durability of the riprap blanket such as suggesting that a higher percentage of larger size rock fragments with somewhat lower specific gravity be used to prevent displacement of rock due to wave action or to allow for splitting, but not disaggregation, of rocks along fractures, joints, bedding, stylolites, foliation, and flow structure.

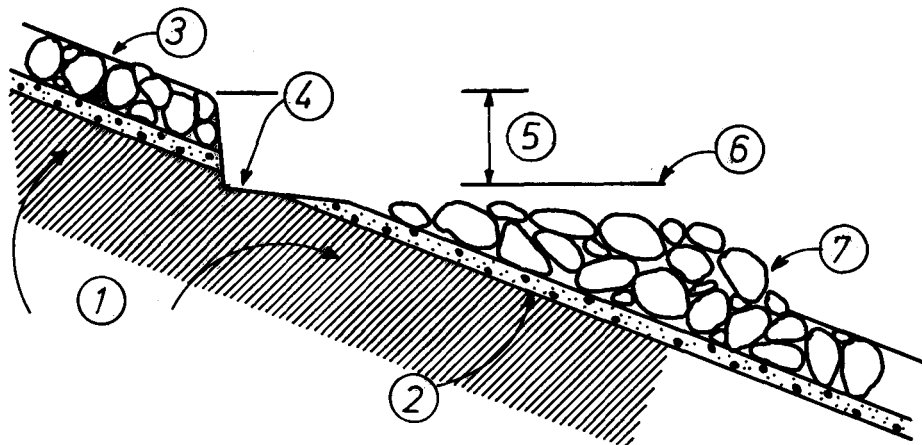
Qualification of test results is also discussed in other sections as appropriate, because some samples are recommended for use as riprap even though some test results may be marginal or unsatisfactory. Examples include vesicular basalts with lower specific gravity and high absorption, but may still be suitable for use as riprap; coarse-grained granites which typically fail specification limits in the Los Angeles abrasion test, but may still be structurally sound; some brittle rocks which fail the sodium sulphate soundness test along fractures induced in the laboratory during sample preparation, but may be structurally sound; and some porous, friable sandstones which may pass the freeze-thaw test because the voids allow ice crystals to accumulate without disrupting the rock, although the sandstone is structurally unsound.

For the first choice of suitable material the most important criteria is adequate piece size. In comparing different sources, durability is the next consideration. Where materials are of similar piece size and durability, preference should be given

prendre en considération. Lorsque les matériaux sont de taille et de durabilité identiques, la préférence sera donnée aux éléments présentant une masse volumique plus élevée, une forme plus équidimensionnelle et une surface plus rugueuse.

3.1.5. Ruptures et dégâts

Lors d'un violent orage, les vagues sur la surface d'un réservoir viennent battre, à coups répétés, contre le talus, juste au-dessus du niveau de retenue, et leur énergie se dissipe, sous une forme turbulente, sur et à l'intérieur des blocs rocheux du riprap. Lorsqu'une vague frappe le talus, l'eau monte impétueusement à l'intérieur du riprap et de la couche de filtre, puis, dans l'accalmie précédant l'arrivée de la vague suivante, retombe de manière désordonnée. Cette action peut endommager de deux façons la couche de riprap déversé. D'abord, si les matériaux du filtre sont trop fins, les vagues entrant dans le riprap puis sortant peuvent progressivement provoquer l'expulsion des matériaux du filtre; dans le cas extrême, lorsque le filtre est enlevé en totalité, il y a tassement des blocs rocheux dans la couche de riprap et le remblai est exposé à l'érosion par les vagues. En second lieu, si la masse moyenne des blocs rocheux n'est pas suffisamment grande pour résister aux forces hydrodynamiques engendrées par les vagues, des blocs peuvent être déplacés ou même expulsés de la couche.



Taylor [16] et Sherard [21] signalent que les ruptures survenues sont dues principalement à une ou plusieurs causes parmi les suivantes :

1. Ségrégation de petits blocs, sous-dimensionnés, dans des zones de la couche de riprap, au cours de la mise en place, permettant à ces poches de matériaux d'être entraînées à travers la couche.

2. Ségrégation de gros blocs, surdimensionnés, sous forme de poches dans la couche, permettant aux matériaux de la couche d'assise d'être entraînés à travers le riprap.

to those pieces with higher mass density, more equi-dimensional shape and rougher surface texture.

3.1.5. Failures and damage

During a heavy storm the waves on the surface of a reservoir beat repeatedly against the slope just above the reservoir water level, and their energy is dissipated in turbulent action on and within the rocks of a riprap layer. As a wave strikes the slope, the water rushes upward into the riprap and filter layer and then, in the lull before the next wave strikes, tumbles back downward. This action may damage dumped riprap layers in two main ways. First, if the filter material is too fine, the wave water moving in and out of the riprap may gradually wash the filter out. In an extreme case, when the filter is completely removed, the individual rocks in the riprap layer settle and expose the embankment to wave erosion. Second, if the average mass of rock pieces is not great enough to resist the hydrodynamic forces generated by the waves, rocks may be displaced or even washed out of the layer.

Fig. 12

Typical failure of rock riprap
Rupture caractéristique d'un tapis de riprap.

- | | |
|---|--|
| (1) Compacted embankment. | (1) <i>Remblai compacté.</i> |
| (2) Filter blanket. | (2) <i>Tapis filtrant.</i> |
| (3) Upstream dam face. | (3) <i>Parement amont du barrage.</i> |
| (4) Beach eroded in slope. | (4) <i>Zone érodée du talus.</i> |
| (5) Range of wave height during storm. | (5) <i>Amplitude des hauteurs de vagues au cours de l'orage.</i> |
| (6) Reservoir level at time of storm. | (6) <i>Niveau de retenue au moment de l'orage.</i> |
| (7) Rocks moved from place are deposited below the water level. | (7) <i>Les blocs rocheux déplacés se sont déposés sous le niveau de retenue.</i> |

Taylor [16] and Sherard [21] said, failures have occurred due mostly to one or more of the following causes :

1. Segregation of small, undersize stones in areas of the riprap layer during placement, permitting holes to be washed in the layer.

2. Segregation of large, oversize stones in pockets in the layer, allowing the bedding materials to be washed through the riprap.

3. Extension insuffisante du riprap vers le bas du talus pour le mettre au-dessous de la ligne d'attaque au niveau minimal de retenue. Le bord inférieur du riprap est particulièrement vulnérable lors du premier remplissage de la retenue dont le niveau peut rester à proximité de ce bord inférieur suffisamment de temps pour affouiller la couche et provoquer une importante rupture. Des enrochements au pied du talus et des risbermes ont été adoptés pour faire face à ce problème.

4. Mauvais calcul de la vague de projet et sous-estimation de la force d'attaque des vagues.

5. Qualité médiocre des blocs rocheux qui se désagrègent sous une exposition prolongée aux conditions atmosphériques et aux vagues. La résistance à l'altération ne peut pas être surestimée.

Lorsque les variations de la retenue sont faibles et qu'une augmentation de l'attaque des vagues est prévue, un remplissage partiel des vides du riprap, solution certes coûteuse, a donné de bons résultats.

Sur le batardeau de Möhne, Allemagne [49], par exemple, le riprap ayant une granulométrie principale entre 300 et 800 mm, a été rempli de béton. Le riprap initial fut détruit à la longue. On mit en place environ 250 kg/m² de béton, mais on évita délibérément le remplissage total des interstices et vides du riprap. Si la quantité de coulis de ciment avait été trop élevée, cela aurait conduit à la formation de vides isolés, créant des problèmes sous les effets de marteau d'eau.

Sous le riprap, on mit en place une couche d'enrochement, de dimensions entre 120 et 250 mm, de 30 cm d'épaisseur. Au lieu d'une couche de filtre, on posa directement sur le remblai un tapis de géotextile composé de trois couches : deux couches de fibres filtrantes, d'une épaisseur totale de 8 mm, et une couche grossière de stabilisation de 13 mm d'épaisseur.

3. Failure to extend the primary riprap far enough down the slope to be below the line of attack at minimum pool level. The lower edge of the riprap is particularly vulnerable during the initial filling of the reservoir because the rising pool can remain near the lower edge long enough to undermine the layer and cause extensive raveling and failure. Rock toes and sacrificial berms have been used to avoid this problem.

4. Miscalculation of the design wave and under-estimation of the severity of wave attack.

5. Poor quality of stone which disintegrated upon prolonged exposure to weather and waves. The matter of durability with respect to weathering cannot be over-emphasized.

Where reservoir water level variations are moderate and increased attack from waves is expected, partial filling of the voids in the riprap, although an expensive solution, has given good results.

On the Möhne cofferdam in Germany [49], for example, the riprap, having a main gradation of between 300 and 800 mm, was concrete filled. The original riprap was destroyed in the course of time. Some 250 kg/m² was placed but complete filling of pores and voids in the riprap was deliberately avoided. Had the quantity of cement grout been too large, this would have been conducive to the formation of largely isolated voids, which give rise to problems under water hammer effects.

Under the riprap, a rockfill with a size range of between 120 and 250 mm and 30 cm in thickness was arranged. Instead of a filter layer, a three-layer geotextile mat (two fibrillar filter layers with a total thickness of 8 mm and a coarse stabilization layer of 13 mm in thickness) was placed directly on the fill.



3.2. RIPRAP MIS EN PLACE A LA MAIN

Le riprap mis en place à la main est constitué d'une seule couche de blocs posés à la main suivant une configuration plus ou moins définie, cette couche présentant un pourcentage minimal de vides et une surface extérieure relativement unie. Les blocs de forme arrondie ou irrégulière se posent moins bien et moins rapidement que ceux ayant des faces grossièrement carrées. Les blocs plats, stratifiés, seront posés, leur grand axe étant orienté suivant la pente du talus. Les joints seront décalés dans toute la mesure du possible et les ouvertures communiquant avec le remblai sous-jacent seront remplies d'éclats ou de petits fragments de roche. Toutefois, il doit y avoir suffisamment d'ouvertures sur la surface du riprap pour permettre à la pression d'eau de se dissiper sans soulever les blocs [23].

Le riprap placé à la main donne satisfaction lorsqu'il n'est pas exposé à des conditions sévères de glace. La roche doit être de meilleure qualité que le minimum acceptable pour le riprap déversé. On doit reconnaître que le riprap posé à la main est moins souple que le riprap déversé car il s'adapte moins bien aux tassements de la fondation ou aux tassements locaux. Le riprap mis en place à la main ne sera donc pas utilisé lorsque des tassements importants sont prévus.

Fig. 13

Placing riprap on an upstream slope, Meeks Cabin Dam, Wyoming, USA.
Mise en place de riprap sur un talus amont, barrage Meeks Cabin, Wyoming, États-Unis.

3.2. HAND-PLACED RIPRAP

Hand-placed riprap consists of stones carefully laid by hand in a single layer in a more or less definite pattern with a minimum amount of voids and with the top surface relatively smooth. Rounded or irregular rocks lay up less satisfactorily and rapidly than rock that is roughly square. The flat, stratified rocks should be placed with their large axes aligned up and down the slope. Joints should be offset as much as possible, and openings to the underlying fill should be filled with spalls or small rock fragments. However, there should be enough openings in the surface of the riprap to allow the water pressure to dissipate without lifting the rocks [23].

Hand-placed riprap is satisfactory when not exposed to heavy ice conditions. The rock must be of better quality than the minimum suitable for dumped riprap. It should be recognized that hand-placed riprap is not as flexible as dumped riprap because it does not adjust as well to foundation or local settlements. Consequently, hand-placed riprap should not be used where considerable settlement is expected.

Il y a quelques années, il était généralement admis qu'une couche de riprap soigneusement posé présentait la même protection qu'une couche de riprap déversé ayant une épaisseur double. L'expérience a cependant montré qu'un riprap mis en place à la main n'était pas plus efficace qu'un riprap déversé de même épaisseur et pouvait même être moins efficace [21]. L'unique couche de riprap posé manuellement est vulnérable au déplacement ou à la désagrégation de blocs individuels; étant plus rigide que le riprap déversé, il peut moins bien s'adapter aux mouvements locaux ou aux tassements du remblai. En raison des coûts plus élevés de main-d'œuvre et de matériel, et de l'absence d'avantages par rapport au riprap déversé, exception faite du meilleur aspect du talus protégé, le riprap posé à la main est maintenant rarement adopté.

Les documents concernant ce type de protection indiquent que les critères de projet relatifs aux dimensions des blocs sont, en général, les mêmes que ceux retenus pour le riprap déversé. Les mêmes critères s'appliquent au filtre sous-jacent.



3.3. SOL-CIMENT

Au cours de ces dernières années, le sol-ciment utilisé pour la protection des talus amont des barrages en terre s'est révélé économique lorsque du riprap approprié n'est pas disponible à proximité du site. Une fondation suffisamment stable est souhaitable afin que les déformations après mise en place du sol-ciment soient faibles; cependant, il n'est pas nécessaire de prévoir, au stade du projet, des dispositions spéciales à l'intérieur du remblai. Les méthodes courantes de construction du remblai sont utilisées, en veillant peut-être à ce que les tassements de la fondation et les tassements de consolidation du remblai soient très faibles après construction [23].

Some years ago it was generally believed that a layer of hand placed riprap offered the same protection as a layer of dumped riprap of twice its thickness. Experience has shown, however, that hand placed riprap is no more effective than dumped riprap of equal thickness, and perhaps even less effective [21]. The single, hand placed layer is vulnerable to the displacement or disintegration of individual stones, and being more rigid than dumped riprap it is less able to adjust to local movements or settlements of the embankment. Because of the increased costs of labour and equipment and the lack of any advantages over dumped riprap, except perhaps with respect to the appearance of the protected slope, hand placed riprap is now rarely used.

The relevant literature indicates stone size design criteria that are generally the same as for dumped riprap. The same applies to the underlying filter.

Fig. 14

Hand-placed rock riprap on Indian Creek Dam, Utah, USA.
Riprap mis en place à la main sur le barrage Indian Creek, Utah, États-Unis.

3.3. SOIL-CEMENT

In recent years, soil-cement as a facing material for earth fill dams has been found economical where suitable riprap is not available near the site. A reasonable firm foundation is preferred so that deformation after placement of soil-cement is not significant; however, no unusual design features need be incorporated into the embankment. Normal embankment construction procedures are used, with perhaps special care being taken to ensure a minimum of embankment consolidation and foundation settlement after construction [23].

Le sol-ciment est généralement mis en place et compacté en couches horizontales disposées en marches d'escalier. Cela favorise au maximum une bonne construction et une bonne tenue en cours d'exploitation. A partir de la couche inférieure de sol-ciment, chaque couche successive sera décalée vers l'aval d'une longueur égale au produit de l'épaisseur de la couche compactée par la pente du remblai. Pour des pentes types de 2 (h) : 1 (v) et 4 (h) : 1 (v), une couche horizontale de 2,4 m de largeur assurera une épaisseur minimale de protection d'environ 1,1 m et 0,6 m, mesurée normalement à la pente.

L'épaisseur courante de la couche compactée est de 0,15 m. Des couches de sol-ciment de cette épaisseur peuvent être mises en place et compactées de façon satisfaisante avec du matériel routier classique. Mais, récemment, des épaisseurs plus grandes ont été prescrites, à condition que le niveau de compactage exigé soit obtenu dans toute l'épaisseur de la couche.

En 1951, le Bureau of Reclamation des États-Unis a construit une digue d'essai comportant une protection de talus en sol-ciment, au réservoir Bonny, Colorado [16, 27, 28, 29, 50]. Le barrage Ute achevé au début de l'année 1963 fut le premier grand barrage muni d'une protection du talus amont en sol-ciment au lieu de riprap.

Le Bulletin CIGB n° 54 traite d'autres aspects de conception et de construction de revêtement en sol-ciment [30] :

- La conception du raccordement de la protection de talus en sol-ciment avec les appuis en terre doit être étudiée de façon à prévenir l'érosion des matériaux sous le sol-ciment.

- Le revêtement doit se prolonger au-dessous du niveau minimal de retenue, en général de 1,5 m, afin d'éviter l'affouillement du pied du revêtement en sol-ciment.

- Lorsque des vagues extrêmement fortes sont prévues, il est essentiel de lier entre elles les couches successives de sol-ciment.

- Un supplément de stabilité est donné au remblai par la résistance, la masse et l'imperméabilité du revêtement en sol-ciment.

- Des conditions, telles qu'un abaissement rapide du plan d'eau de la retenue ou un affaissement prévu du remblai et de la fondation, peuvent nécessiter une étude spéciale.

- Il faut se rappeler qu'un réseau de fissures étroites de retrait, espacées de 3 à 5 m environ, ne traduit qu'un durcissement normal du sol-ciment.

- Le sol-ciment ne doit pas être mis en place au cours de périodes de gel ou de temps froid. La plupart des spécifications exigent que la température de l'air soit d'au moins 7 °C, ou de 4 °C mais montante.

Des détails particuliers sur la construction, le comportement, la recherche et le développement concernant les protections de talus en sol-ciment sont donnés dans les références [30] et [50].

The soil-cement is generally placed and compacted in stairstep horizontal layers. This promotes maximum construction efficiency and operational effectiveness. Beginning at the lowest layer of soil-cement, each succeeding layer is stepped back a distance equal to the product of the compacted layer thickness times the embankment slope. With typical embankment slopes of 2 : 1 and 4 : 1, a horizontal layer 2.4 m (8 feet) wide will provide minimum protective thickness of about 0.6 and 1.1 m (2 and 3 1/2 ft), measured normal to the slope.

The usual compacted layer thickness is 0.15 m (6 inch). Soil-cement layers of this thickness can be effectively placed and compacted with standard highway equipment. But recently thicker layers have been specified as long as required compaction is obtained throughout the layer thickness.

In 1951 the US Bureau of Reclamation built a test section of soil-cement slope protection at Bonny Reservoir, Colorado [16, 27, 28, 29, 50]. Ute Dam was completed in early 1963 and became the first major dam to be provided with soil-cement upstream slope protection in lieu of riprap.

In the ICOLD Bulletin 54 there are other considerations for design and construction of soil-cement [30]:

- Design for the intersection of the soil-cement slope protection with the earth abutments must be considered in order to prevent erosion of material below the soil-cement.

- The facing should be carried below minimum reservoir level, usually by 1.5 m (5 ft) to prevent undermining the soil-cement toe.

- Where extreme wave action is anticipated, bonding successive soil-cement layers is essential.

- Some additional degree of stability is provided to an embankment by the strength, mass, and impermeability of the soil-cement facing.

- Conditions that may require special analysis include rapid drawdown of the reservoir or anticipated subsidence of the embankment and foundation.

- It should be kept in mind that patterns of narrow shrinkage cracks about 3 to 5 m (10 to 20 ft) apart is evidence of normal hardening of the soil-cement.

- Soil-cement should not be placed during freezing or cold weather. Most specifications require the air temperature to be at least 7 °C (45 °F), or 4 °C and rising.

Special details for construction, performance, research and development of soil-cement slope protection are given in Ref. [30], [50].

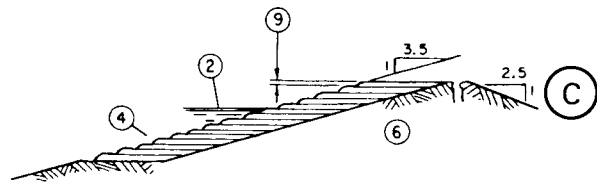
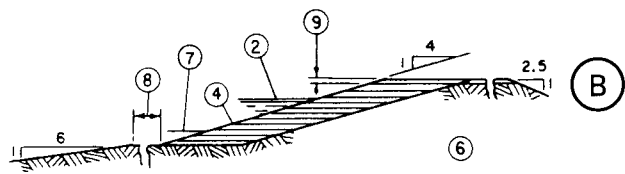
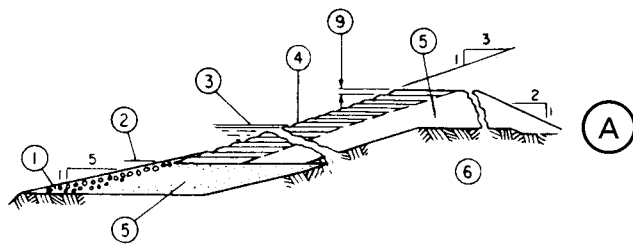
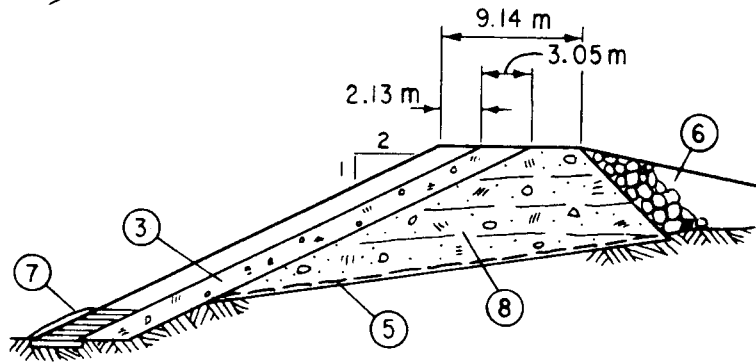
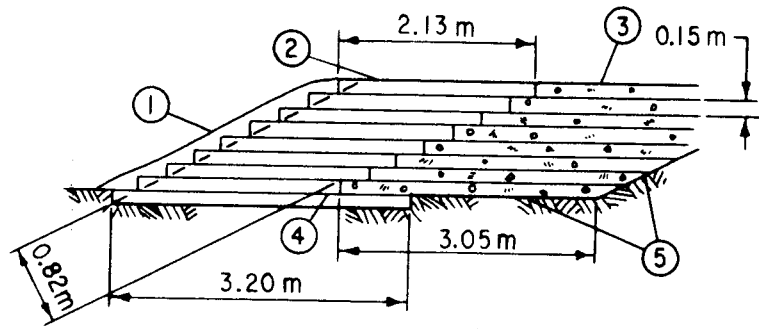


Fig. 15

Typical sections of compacted soil-cement facing for Bonny Reservoir test section, Colorado, USA [30].
Coupes types du revêtement en sol-ciment compacté sur la digue d'essai, au réservoir Bonny, Colorado, États-Unis [30].

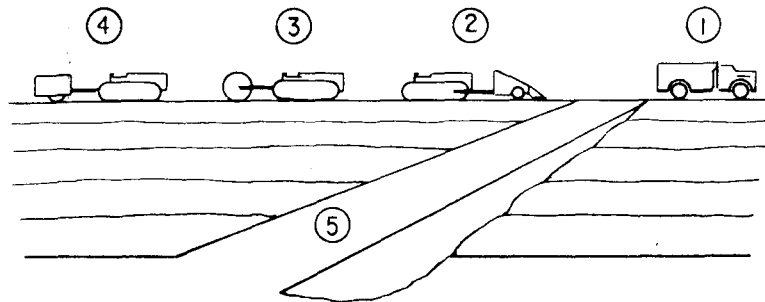
- | | |
|-----------------------------------|---|
| (1) Moist earth cover. | (1) <i>Couverture de terre humide.</i> |
| (2) Completed soil-cement layers. | (2) <i>Couches de sol-ciment terminées.</i> |
| (3) Rolled impervious embankment. | (3) <i>Remblai imperméable compacté au rouleau.</i> |
| (4) First soil-cement layer. | (4) <i>Première couche de sol-ciment.</i> |
| (5) Original ground surface. | (5) <i>Terrain naturel.</i> |
| (6) Dumped rock. | (6) <i>Enrochement déversé.</i> |
| (7) See detail above. | (7) <i>Voir détail ci-dessus.</i> |
| (8) Compacted fill. | (8) <i>Remblai compacté.</i> |

Fig. 16

Details and dimensions of three soil-cement dam facings (USA).

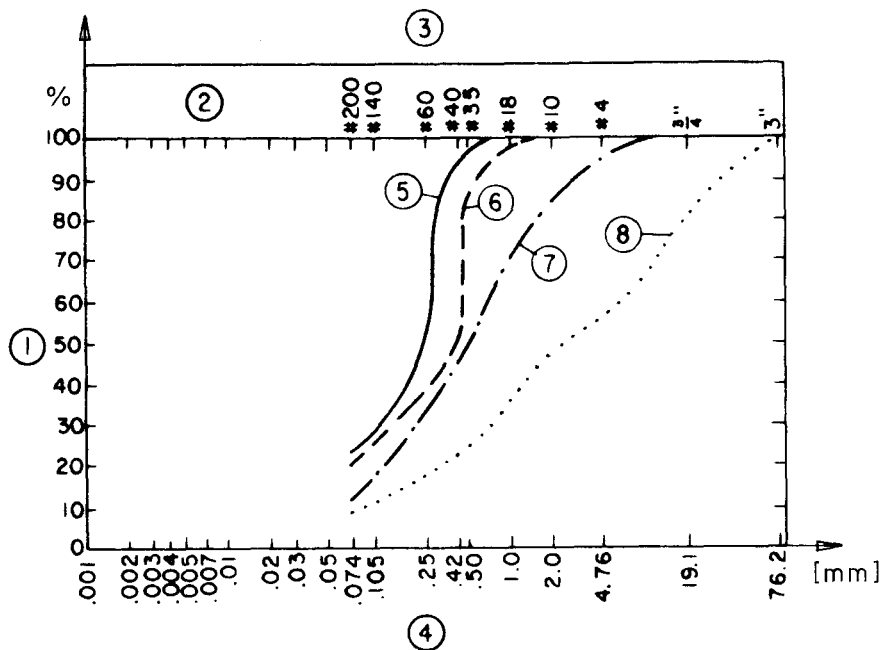
Détails et dimensions des revêtements en sol-ciment sur trois barrages (États-Unis).

- | | |
|---------------------------------|---|
| (A) Ute Dam, New Mexico. | (A) <i>Barrage Ute, Nouveau-Mexique.</i> |
| (B) Merritt dam, Nebraska. | (B) <i>Barrage Merritt, Nebraska.</i> |
| (C) Castaic dam, California. | (C) <i>Barrage Castaic, Californie.</i> |
| (1) Plus 75 mm (3 in) material. | (1) <i>Matériaux de plus de 75 mm (3 in).</i> |
| (2) Normal water surface. | (2) <i>Niveau normal de retenue.</i> |
| (3) Ultimate reservoir level. | (3) <i>Niveau maximal du réservoir.</i> |
| (4) Soil-cement. | (4) <i>Sol-ciment.</i> |
| (5) Pervious zone. | (5) <i>Zone perméable.</i> |
| (6) Embankment. | (6) <i>Remblai.</i> |
| (7) Minimum water surface. | (7) <i>Niveau minimal de retenue.</i> |
| (8) 6.1 m (20 ft) berm. | (8) <i>Risberme de 6,1 m (20 ft).</i> |
| (9) 0.15 m (6 in) thick layer. | (9) <i>Couche de 0,15 m (6 in) d'épaisseur.</i> |



Le sol-ciment est un mélange de sol, de ciment Portland et d'eau. Sous l'effet du compactage et de l'hydratation du ciment, le mélange durcit, les particules de sol se liant entre elles pour former un matériau dense, durable, relativement imperméable et résistant à l'érosion [30].

Le sol-ciment peut être constitué à partir d'une grande variété de sols. Le principal critère caractérisant un type de sol est la granulométrie [23].



Tout type de ciment Portland peut être utilisé. Le ciment Portland normal est le plus couramment adopté du fait que les propriétés particulières des autres types de ciment Portland ne sont pas en général exigées pour les constructions en sol-ciment.

Fig. 17

Typical soil-cement placing operation [30].

Méthode type de mise en place du sol-ciment [30].

- | | |
|---|--|
| (1) Truck to haul soil-cement from pug mill to placing area. | (1) <i>Camion pour transporter le sol-ciment depuis le malaxeur jusqu'au site de mise en place.</i> |
| (2) Spreader to spread loose lift. | (2) <i>Épandeuse pour étendre la levée de matériau meuble.</i> |
| (3) Optional sheepfoot roller to compact lower portion of lift. | (3) <i>Rouleau à pieds de mouton, optionnel, pour compacter la partie inférieure de la levée.</i> |
| (4) Pneumatic tyred roller to compact upper portion of lift. | (4) <i>Rouleau à pneus pour compacter la partie supérieure de la levée.</i> |
| (5) Approach ramp (built up as placement proceeds to provide access to top lift). | (5) <i>Rampe d'accès (construite à mesure que la mise en place progresse pour donner accès à la levée supérieure).</i> |

Soil-cement is a mixture of soil, portland cement and water. Through compaction and cement hydration the mixture hardens with the soil particles bonding together to form a dense, durable, relatively impermeable, erosion resistant material [30].

Soil-cement can be made with a wide variety of soils. The principal criterion for determining soil type is gradation [23].

Fig. 18

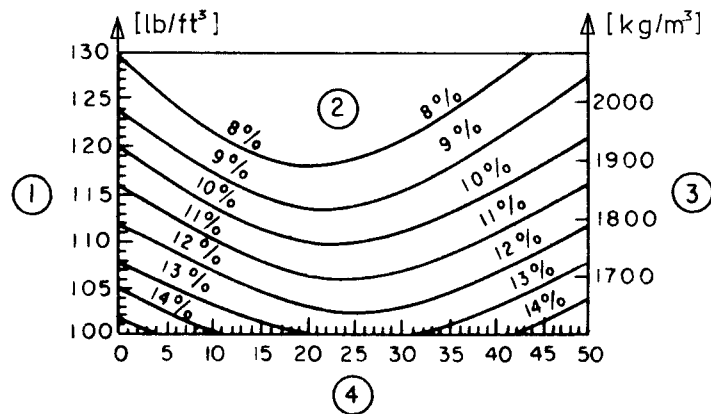
Soil gradations for specific soil-cement slope protection projects, USA [30].

Granulométries des sols pour des protections de talus en sol-ciment sur divers ouvrages, États-Unis [30].

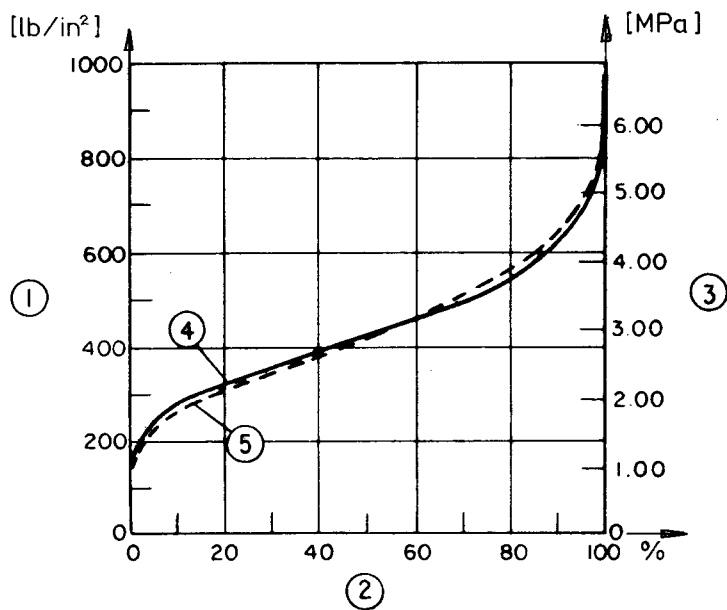
- | | |
|--|---|
| (1) Percentage of particles smaller than size shown. | (1) <i>Pourcentage de particules inférieures à la dimension indiquée.</i> |
| (2) ASTM standard sieve sizes. | (2) <i>Dimensions des tamis suivant normes ASTM.</i> |
| (3) Grain size distribution curves. | (3) <i>Courbes granulométriques.</i> |
| (4) Particle size (mm). | (4) <i>Dimension des particules (mm).</i> |
| (5) Merritt dam, Nebraska. | (5) <i>Barrage Merritt, Nebraska.</i> |
| (6) Bonny reservoir test section, Colorado, Soil A. | (6) <i>Digue d'essai du réservoir Bonny, Colorado, Sol A.</i> |
| (7) Bonny reservoir test section, Colorado, Soil B. | (7) <i>Digue d'essai du réservoir Bonny, Colorado, Sol B.</i> |
| (8) Ute dam, New Mexico. | (8) <i>Barrage Ute, Nouveau-Mexique.</i> |

Any type of portland cement may be used. Normal portland cement is most commonly used because the special properties of other types of portland cement are not usually required for soil-cement construction [23].

Des essais classiques en laboratoire sont nécessaires pour vérifier l'acceptabilité du sol et déterminer le dosage approprié en ciment, la teneur en eau optimale et la masse volumique à sec maximale du sol-ciment.



Les critères fondamentaux de contrôle s'appliquant au sol-ciment ont été ainsi établis : dosage en ciment adéquat, teneur en eau appropriée et compactage adéquat.



Standard laboratory tests are necessary to verify the acceptability of the soil and to determine proper cement content, optimum moisture content, and maximum dry unit weight of the soil-cement.

Fig. 19

Indicated cement requirements of soil-cement mixtures
not containing material retained on 5 mm sieve.

*Dosages en ciment exigés dans des mélanges de sol-ciment
ne contenant pas d'éléments retenus au tamis de 5 mm.*

- | | |
|--|--|
| (1) Maximum density (lb/ft ³). | (1) <i>Masse volumique maximale (lb/ft³).</i> |
| (2) Cement by dry weight of soil. | (2) <i>Dosage en ciment par rapport au poids de sol sec.</i> |
| (3) Maximum density (kg/m ³). | (3) <i>Masse volumique maximale (kg/m³).</i> |
| (4) Material smaller than 0.05 mm. | (4) <i>Pourcentage d'éléments plus petits que 0,05 mm.</i> |

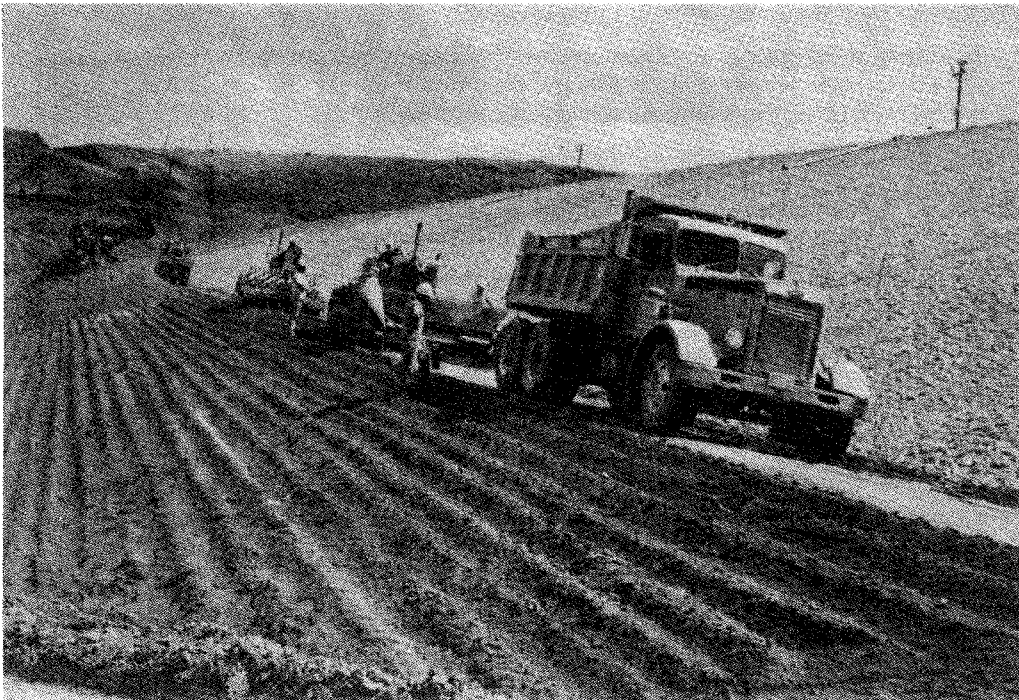
The basic control factors for soil-cement construction were thus established consisting of adequate cement content, proper moisture content and adequate compaction.

Fig. 20

Relationship between strength and durability [30].

Relation entre la résistance à la compression et la durabilité [30].

- | | |
|--|--|
| (1) Seven-day compressive strength (lb/in ²). | (1) <i>Résistance à la compression à 7 jours (lb/in²).</i> |
| (2) Percent of samples passing ASTM freeze-thaw and wet-dry tests. | (2) <i>Pourcentage des échantillons passant les essais gel-dégel et mouillage-séchage de l'ASTM.</i> |
| (3) Seven-day compressive strength (MPa). | (3) <i>Résistance à la compression à 7 jours (MPa).</i> |
| (4) 1 188 samples - 0-50 % pass 0.075 mm (No. 200) sieve. | (4) <i>1 188 échantillons - 0-50 % des particules passent au tamis de 0,075 mm (n° 200).</i> |
| (5) 529 samples - 0-15 % pass 0.075 mm (No. 200) sieve. | (5) <i>529 échantillons - 0-15 % des particules passent au tamis de 0,075 mm (n° 200).</i> |



3.4. REVÊTEMENT EN BÉTON ET BLOCS DE BÉTON PRÉFABRIQUÉS

3.4.1. Revêtement monolithique en béton

Le revêtement en béton destiné à la protection d'un talus amont mérite une grande attention lorsque le riprap est trop coûteux [23]. Le revêtement en béton est utilisé sur des barrages en enrochement ainsi que sur des barrages en terre, bien que son comportement sur le premier type de barrage soit beaucoup plus satisfaisant. Le succès d'un revêtement en béton comme organe de protection de talus dépend des conditions du site, du comportement du remblai et de l'aptitude du revêtement à résister à la fissuration et à la détérioration. Le revêtement en béton s'est révélé satisfaisant dans certains cas sous l'action modérée des vagues.

Lorsqu'une action violente des vagues est prévue, le revêtement en béton n'est acceptable que si les tassements du remblai après construction sont très faibles [23].

Si une enquête approfondie était faite sur les nombreux cas d'utilisation de revêtements en béton comme protection des talus amont de petits barrages, le nombre de ruptures serait effrayant.

Malheureusement, le fait que quelques ouvrages munis d'un revêtement de protection en béton ont bien supporté l'épreuve du temps conduit toujours des ingénieurs à utiliser ce type de revêtement, des références sur des comportements non satisfaisants n'étant souvent pas connues. Un revêtement en béton bien conçu

Fig. 21

Placement of soil-cement slope protection, Starvation Dam, Utah, USA.
Mise en place d'une protection de talus en sol-ciment, barrage Starvation, Utah, États-Unis.

3.4. CONCRETE PAVING AND PRECAST CONCRETE BLOCKS

3.4.1. Monolithic concrete paving

Concrete paving deserves serious consideration for upstream slope protection where riprap is too expensive [23]. Concrete paving is used on both earthfill and rockfill dams, although its performance on rockfill dams has been much better. The success of concrete pavement as a slope protection medium depends on the field conditions, on the behaviour of the embankment, and on the ability of the paving to resist cracking and deterioration. Concrete pavement has proved satisfactory in some cases under moderate wave action.

Where severe wave action is anticipated, concrete pavement appears practicable only when the settlement within the embankment after construction will be insignificant [23].

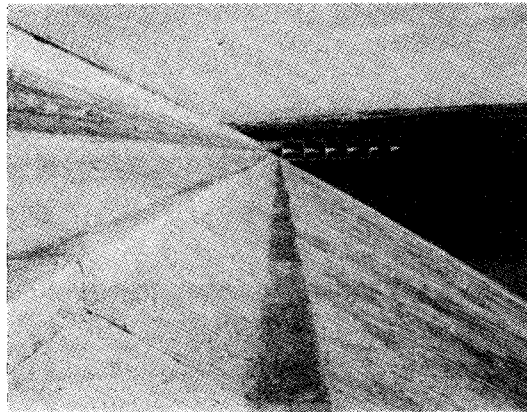
If a complete history were gathered concerning the numerous instances where concrete paving was used for the protection upstream slopes of small dams, the number of failures would be tremendous.

Unfortunately, the fact that some structures protected with concrete paving have withstood the test of time continues to lead engineers to use this type of construction often without sufficient reference to other unsatisfactory performance records. A properly designed and constructed concrete paving is never cheap. The

et bien exécuté n'est jamais bon marché. L'incertitude et la complexité des forces pouvant agir sur un revêtement en béton conduisent à prendre des dispositions prudentes chaque fois que ce type de protection est envisagé [23].

Le revêtement en béton doit s'étendre de la crête du barrage jusqu'à 1,50 m environ au-dessous du niveau minimal de retenue. Il se terminera sur une risberme et sera buté sur une bordure en béton qui se prolongera d'au moins 0,50 m sous la face interne du revêtement.

Pour des barrages d'environ 15 m de hauteur, une épaisseur de revêtement de 0,20 m est recommandée; pour des barrages moins hauts, l'épaisseur minimale sera de 0,15 m. Bien que des revêtements en béton aient été réalisés sous forme de blocs, la méthode généralement retenue, ayant donné le plus de satisfaction, consiste à exécuter un revêtement monolithique sur la plus grande étendue possible, toutes mesures étant prises pour empêcher la pénétration de l'eau et le développement de pressions hydrostatiques sous le béton [23].



Si un revêtement monolithique n'est pas possible, les joints de dilatation seront réduits au minimum et les joints de construction seront le plus espacés possible. La dalle comportera des armatures d'acier dans les deux directions, situées à mi-épaisseur de la dalle et traversant les joints de construction. Une section d'acier, dans chaque direction, de 0,5 % de la section du béton, est jugée satisfaisante. Les joints seront fermés au moyen de fillers plastiques et les fissures ouvertes survenant ultérieurement dans le béton seront injectées ou étanchées rapidement [23].

3.4.2. Dalles de béton

Les dalles peuvent être constituées de béton coulé *in situ* ou d'éléments de béton préfabriqués, placés côte à côte. Leurs dimensions varient de 1,5 m à 15 m et leur épaisseur de 0,1 m à 0,3 m.

Les dalles ne sont pas souvent reliées entre elles. Dans certains cas, cependant, l'armature des dalles, constituée généralement d'un grillage métallique, traverse les joints de construction; dans d'autres cas, on a adopté des joints avec emboîtement des dalles en forme de tenon et mortaise, ou des joints goujonnés. Cette articulation du revêtement de protection vise à lui donner de la souplesse pour s'adapter

uncertainty and complexity of the forces that may act on a concrete paving make conservative treatment desirable whenever this type of slope protection is considered [23].

Concrete paving should extend from the crest of the dam to several feet (appr. 1.5 m) below the minimum water surface. It should terminate on a berm and against a concrete curb or header, which should extend at least 0.5 m (18 in) below the undersurface of the paving.

For dams nearly 15 m (50 ft) high, a paving thickness of 0.2 m (8 in) is recommended; for lower dams the minimum thickness should be 0.15 m (6 in). Although concrete paving has been constructed in blocks, the generally favoured method, which has given the best service, is to make paving monolithic to the greatest extent possible, and every measure should be taken to prevent access of water and consequent development of hydrostatic pressures under the concrete [23].

Fig. 22

Concrete paving of the McKay Dam, Umatilla river, Oregon, USA.
Revêtement en béton du barrage McKay, sur la rivière Umatilla, Orégon, États-Unis.

If monolithic construction is not possible, expansion joints should be kept to a minimum and construction joints should be spaced as far apart as possible. The slab should be reinforced with bars in both directions, placed at middepth of the slab, and made continuous through the construction joints. An area of steel in each direction equal to 0.5 percent of the area of the concrete is considered good practice. Joints should be sealed with plastic fillers, and subsequent open cracks in the concrete should be grouted or sealed promptly [23].

3.4.2. Concrete slabs

Slabs can be made of poured-in-site concrete or made up of precast concrete units placed side by side. The dimensions varying between 1.5 m (5 ft) and 15 m (50 ft) and thickness between 0.1 m (4 in) and 0.3 m (12 in).

The individual slabs often are not connected. In some cases, however, the slab reinforcing, which is usually wire mesh, has been extended through the construction joints, and in other cases tongue and groove or dowelled joints have been used. The main purpose of constructing the slope protection as an articulated pavement is to make it flexible enough to adjust to the expected embankment settlement without

aux tassements prévus du remblai, sans fissuration importante. Sur la plupart des barrages ayant ce type de protection, une couche de filtre est mise en place sous le revêtement.

Les pressions hydrodynamiques peuvent pénétrer dans les joints entre dalles ou éléments, causant des sous-pressions élevées. Se combinant avec l'effet de la vague descendante, elles peuvent entraîner des déplacements de dalles ou blocs, suivis d'une destruction rapide de la couche de protection. Aussi est-il nécessaire d'assurer un emboîtement efficace entre les éléments du revêtement pour augmenter leur résistance au déplacement.

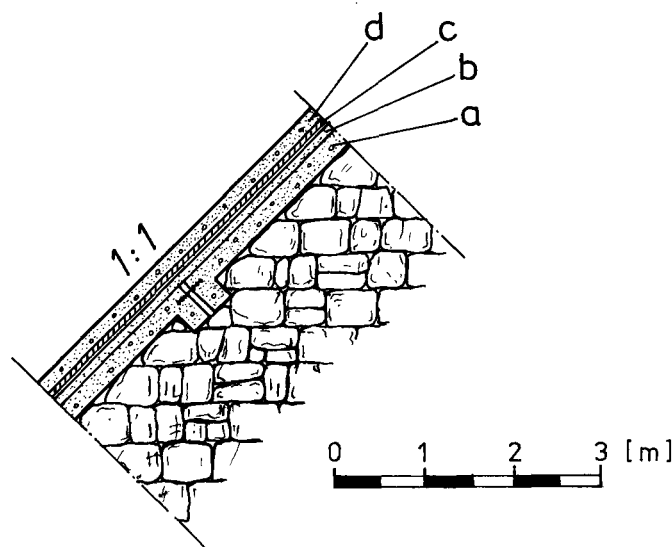
En plus des sous-pressions agissant sur le revêtement, les forces hydrodynamiques peuvent forcer l'eau à traverser les joints et à éroder les matériaux situés derrière. Afin d'éviter cet effet, le revêtement doit être placé sur une couche filtrante en gravier ou en géotextile. Il importe de veiller à ce que cette couche de filtre soit suffisamment épaisse pour garantir qu'aucune quantité importante d'eau ne pénétrera dans le remblai.

Quelques ruptures ont été également constatées, provenant de la détérioration du béton; en particulier, des dalles minces, non armées, ont été réalisées en béton de mauvaise qualité.

Dans certains cas, la cause principale de rupture a été la perte de matériaux du remblai ou du filtre sous-jacent à travers les joints ouverts entre dalles ou à travers des fissures des dalles.

Des détails particuliers concernant la conception et la construction figurent également dans le Bulletin CIGB n° 70 « Barrages en enrochement à masque amont ».

Les Fig. 23 et 24 (Barrage Contrada Sabetta, Salerne, Italie) donnent un exemple de protection de talus amont au moyen de dalles en béton [54].



severe cracking. Most of the dams with this type of protection have a filter layer provided under the pavement.

The hydrodynamic pressures can penetrate the joints between slabs or units, causing substantial uplift forces. Combined with the draw-down of the receding wave this can result in block or slab displacement, followed by rapid destruction of the protection layer. Thus it is necessary to provide positive interlocking between units to increase their resistance to displacement.

In addition to uplift on the facing hydrodynamic forces can force water through the joints and erode the material behind. To avoid this effect the facing should be laid on a layer of gravel or geotextile filters. It is important to ensure that this filter layer is thick enough to ensure that no significant amount of water is forced into the fill.

A few failures have also occurred from deterioration of the concrete, especially where thin, unreinforced slabs were constructed of poor quality concrete.

In few cases the principal cause of failure has been the loss of the underlying embankment or filter material through the open joints between slabs or through cracks in the slabs.

Special design and construction details are also given in the ICOLD Bulletin No. 70 about rockfill dams with concrete facing.

An example of upstream slope protection with concrete slabs is shown in Fig. 23 and 24 (Contrada Sabetta Dam, Salerno, Italy [54]).

Fig. 23

Slope protection of Contrada Sabetta Dam, Italy.

Protection du talus du barrage Contrada Sabetta, Italie.

- | | |
|---|---|
| (a) Slabs 7.1 × 7.2 m size; 25 cm thick; with ribs for hooking to the underlying dry masonry. | (a) Dalles 7,1 × 7,2 m; épaisseur de 25 cm; avec nervures pour accrochage à la maçonnerie en pierres sèches sous-jacente. |
| (b) 10 cm thick porous concrete drain layer. | (b) Couche drainante en béton poreux; épaisseur de 10 cm. |
| (c) 2 mm thick watertight layer (rubber geomembrane). | (c) Couche étanche (géomembrane en caoutchouc); épaisseur de 2 mm. |
| (d) 2.0 × 2.0 m size, 20 cm thick, concrete slabs with a central hole. | (d) Dalles de béton 2 × 2 m; épaisseur de 20 cm; avec trou central. |



Le barrage Wishon et le barrage Courtright (Californie) sont également des exemples d'ouvrages avec protection du talus amont constituée de dalles en béton [16]. Les dalles ont une longueur de 18,3 m, leur largeur variant de 9,5 m à 23,8 m. Leur épaisseur varie en fonction de la hauteur : de 0,8 m à 0,3 m. Les joints horizontaux ont une largeur de 1,9 cm et sont fermés par une lame de cuivre et une bande de filler de séquoia (redwood). Les joints verticaux ont une largeur de 2,5 cm ou 5,1 cm; ils sont fermés également par un waterstop et munis d'un filler bitumineux prémoulé ou de bitume caoutchouc.

3.4.3. Blocs de béton préfabriqués

Des blocs de béton préfabriqués peuvent être utilisés pour la protection de talus lorsque de la roche ne peut être trouvée ou que les autres méthodes ne sont pas économiques.

De nombreux types de blocs, souvent brevetés, ont été adoptés. Les critères de projet concernant les blocs de béton sont encore limités [61].

En ce qui concerne les revêtements en blocs, on peut distinguer [52] :

- les blocs « libres », de différente conception;
- les blocs à emboîtement « souple » (reliés par injection, câbles, etc.); les blocs Basalton; l'Armorflex;
- les blocs à emboîtement « rigide », en forme de tenon et mortaise, etc.

Les blocs de béton préfabriqués sont choisis pour les raisons suivantes [55] :

a) Un bon produit peut être obtenu au moyen d'une fabrication en masse, soigneusement contrôlée, sur le site.

b) Les blocs peuvent être fabriqués avec pratiquement aucun écart dimensionnel. Les dimensions planes, de même que les dimensions des épaulements et évidements pour emboîtement, sont d'une extrême importance. Tous écarts par rapport à ces dimensions sont amplifiés au cours de la mise en place, ce qui entraîne un aspect inesthétique et des ouvertures entre blocs par lesquelles les matériaux du remblai peuvent être entraînés par l'action des vagues ou l'eau de pluie.

Fig. 24

Concrete slabs of Contrada Sabetta Dam, Italy.
Dalles de béton du barrage Contrada Sabetta, Italie.

Wishon Dam and Courtright Dam (California) are also examples for upstream slope protection with concrete slabs [16]. The slabs are 18.3 m (60 ft) long and vary in width from 9.5 m (31 ft) to 23.8 m (78 ft). The thickness of the slabs is a function of height and varies from 0.8 (2.5 ft) to 0.3 m (1 ft). The horizontal joints are 1.9 cm (3/4 in) wide and are closed by copper waterstops and redwood filler strips. The vertical joints are either 2.5 or 5.1 cm (1 in or 2 in) wide, are also provided with waterstops and sealed with premoulded asphalt joint filler and rubberized asphalt.

3.4.3. Precast concrete blocks

Precast concrete blocks can be used for slope protection where suitable rock cannot be found or other methods are not economic.

Many different kinds of, often patented, blocks have actually been used. Design rules for concrete blocks are still limited [61].

In respect to the block revetments a distinction can be made between [52]:

- free blocks of different design;
- flexible interlocked blocks (due to grouting, cabling, etc.), Basalton blocks, Armorflex-mats, etc.;
- “rigid” interlocked blocks, tongue and groove, etc.

Under these circumstances precast concrete blocks are favoured for the following reasons [55]:

- a) A highly consistent product can be obtained by tightly controlled mass production on site.
- b) The blocks can be manufactured with virtually no deviations. The plan dimensions as well as the dimensions of the interlocking shoulders and recesses are of utmost importance. Any deviations from these dimensions are magnified during the laying process resulting in unsightly appearance and openings between the blocks through which filter and embankment materials can be washed either by wave action or rain water.

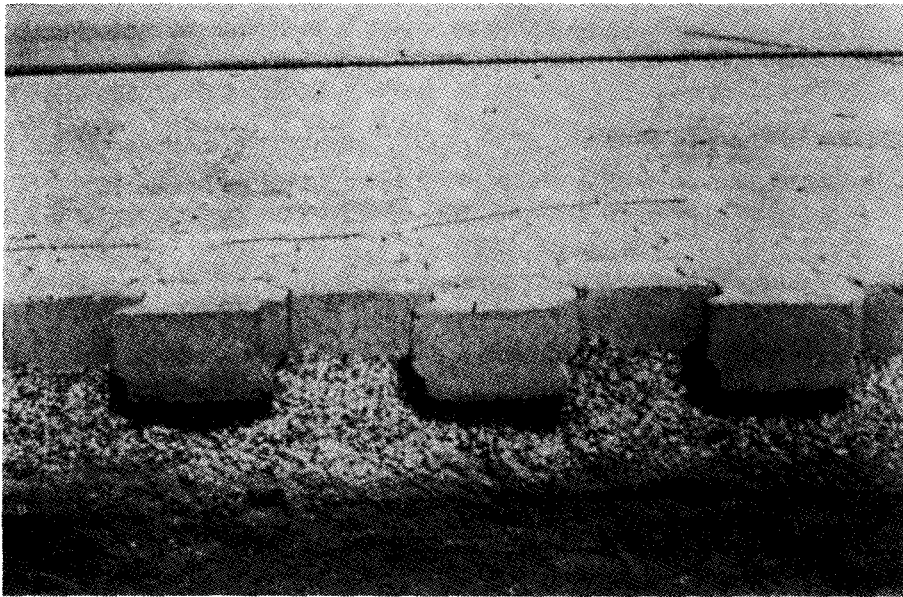
c) Les blocs s'emboîtant verticalement, conduisant à un revêtement continu et d'une grande souplesse lui permettant de suivre les tassements du remblai, sont préférés aux blocs s'emboîtant suivant une direction horizontale seulement. Cela est un avantage extrêmement important, comparativement aux problèmes de fissuration et de déplacement associés à un revêtement rigide d'un remblai. En cas de tassements importants, le réalignement des blocs est une opération relativement simple.

d) Le faible rapport eau-ciment, les résistances et densités élevées contribuent tous à l'obtention d'un bloc présentant une grande résistance à l'abrasion et à l'attaque par les eaux agressives.

e) La pose des blocs est une opération facile et rapide pouvant être exécutée par une main-d'œuvre non spécialisée, sous surveillance.

f) De faibles crues peuvent passer sur le remblai sans causer des dégâts.

La surface d'assise des blocs préfabriqués est constituée généralement par une couche filtrante de gravier, ayant une granulométrie appropriée pour empêcher l'entraînement des matériaux du remblai et du filtre à travers les interstices entre blocs. Un second filtre ou un géotextile peut être nécessaire lorsque le matériau de remblai est extrêmement fin.



Les blocs du revêtement type « *Deckwerksteine* » ne s'emboîtent pas complètement horizontalement, mais verticalement.

Les blocs « *S.F. Roadstones* » s'emboîtent complètement horizontalement. Bien que les blocs ne s'emboîtent pas verticalement, ils ne peuvent pas être déplacés de la zone revêtue, en raison de la forme spéciale du bloc et du faible intervalle entre blocs.

c) Vertically interlocking blocks resulting in a continuous pavement with great flexibility capable of taking up embankment settlement are preferred to blocks interlocking in horizontal directions only. This is an extremely important advantage when compared with cracking and displacement problems associated with rigid paving on an embankment. In cases of extreme settlement the realignment of the blocks is a relatively simple operation.

d) The low water-cement ratio, high strength and high density all contribute to a block with high abrasive resistance and weathering resistance to aggressive water.

e) The laying of the blocks is a quick and easy process which can be carried out with unskilled labour under supervision.

f) Minor floods can be passed over the embankment without damage.

The laying surface for precast blocks normally consists of a gravel filter layer of suitable grain size distribution to prevent the washing out of embankment and filter material through the gaps between the blocks. A second filter layer or a geotextile may be required where the embankment material is extremely fine.

Fig. 25

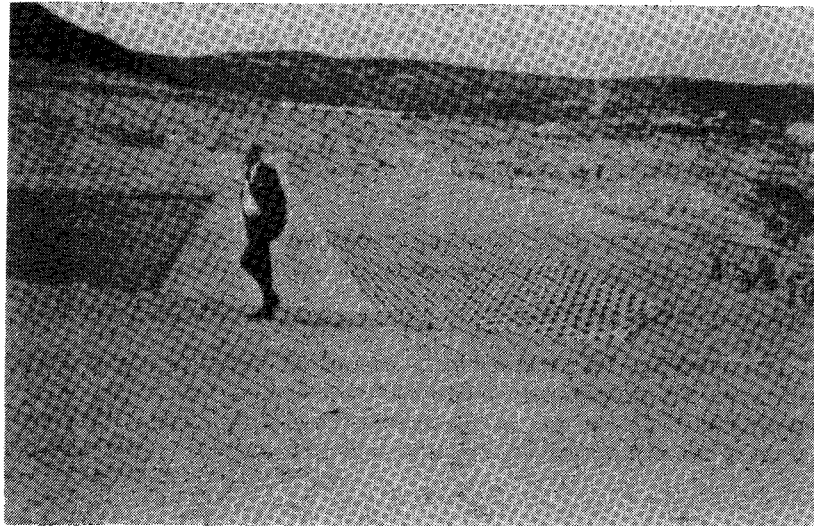
Magoebaskloof Dam (South Africa); "Deckwerksteine" and filter layer [55].

Barrage Magoebaskloof (Afrique du Sud) - Revêtement type "Deckwerksteine" et couche filtrante [55].

The "Deckwerksteine" are not fully interlocking horizontally but they are vertically interlocking.

The "S.F. Roadstones" are fully interlocking horizontally. Although the blocks are not vertically interlocking, single blocks cannot be removed from a paved area because of the particular shape of the block and because of the small gap between the blocks.

Le type de blocs « *S.F. Roadstones* » a été utilisé pour la protection du talus amont du barrage Loerie, Afrique du Sud.



Blocs articulés

Ce type de revêtement est constitué de blocs individuels rectangulaires, en béton coulé sur place à l'intérieur d'une cellule constituée d'un tissu de nylon. Le tissu de nylon peut également être renforcé par des câbles avant la mise en place du béton à la pompe à l'intérieur du tissu. Le tissu et les câbles de liaison permettent aux blocs de se déplacer séparément et à la protection de talus de s'adapter aux tassements du remblai. Le tissu interne entre les blocs de béton maintient les positions relatives des blocs et permet aussi la décharge des pressions hydrostatiques sous la protection de talus. Les cellules de tissu peuvent être remplies de béton au-dessus ou au-dessous du plan d'eau.

Les blocs entoilés de tissu sont généralement accrochés au talus par des ancrages situés au sommet du talus.

Un autre type d'articulation consiste à relier des blocs de béton au moyen de câbles. L'*Armorflex* est un type de bloc de béton avec câble de liaison, sans entoilage de tissu. Les blocs de béton sont maintenus sur le talus par des ancrages situés au sommet de la digue et par le frottement entre le talus et les blocs. Les câbles sont constitués d'une âme en polyester enfermée dans une corde en nylon.

Les blocs de béton peuvent être assemblés à l'usine ou sur le site. Les sections de blocs de béton précâblés peuvent être mises en place en utilisant des barres spéciales provenant d'*Armorflex*. Les sections d'*Armorflex* peuvent être assemblées par câbles, en utilisant des procédés mécanisés conduisant à des coûts d'installation inférieurs dans les grands aménagements [56].

Les blocs *Armorflex* sont des éléments cellulaires ouverts ou fermés, pouvant être utilisés séparément ou ensemble pour contrôler la quantité et le type de

For example, the “ *S.F. Roadstones* ” are used for upstream slope protection at the Loerie dam, South Africa.

Fig. 26

Loerie Dam (South Africa); “ Roadstones ”.
Barrage Loerie (Afrique du Sud) - Revêtement type “ Roadstones ”

Fabriform articulating block

Fabriform articulating block is a concrete cast-in-place into individual rectangular blocks within a cell network of nylon fabric. The nylon fabric may also be laced with reinforcing cables before the concrete is pumped between the fabric. The connecting fabric and cables allow the blocks to move independently and enables the slope protection to change shape with the settling embankment. The fabric in between the concrete blocks maintains relative block positions and also allows the release of hydrostatic pressure from behind the slope protection. The fabric blocks can be filled with concrete either above or below the water surface.

The fabric-encapsulated blocks are generally anchored to the slope by ground anchors at the crown of the slope.

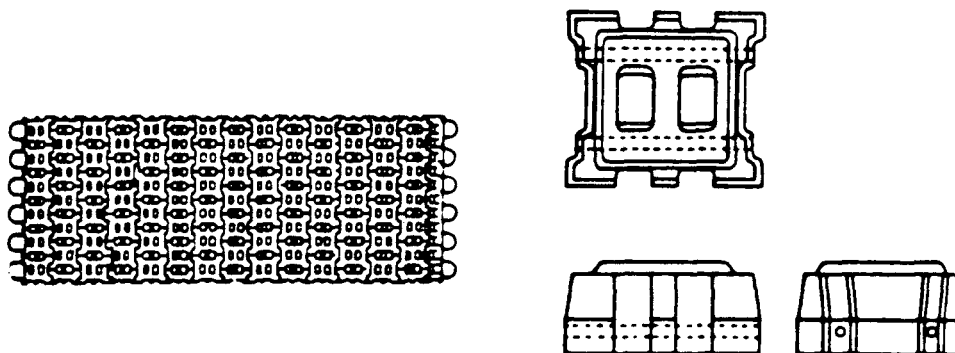
A variation on the articulating block is the interconnection of preformed concrete blocks with cables. *Armorflex* is one type of concrete block that is cabled together without fabric encapsulation. The concrete blocks are held on the slope by anchors placed at the top of the levee and by the friction between the slope and the blocks. The cables consist of a polyester core encased in nylon rope.

The concrete blocks may be assembled at the factory or on site. Sections of precabled concrete blocks can be placed by using special spreader bars which are available from *Armorflex*. Sections of *Armorflex* can be cabled together utilizing mechanized methods that may allow lower installation costs in large projects [56].

Armorflex blocks are either open or closed cellular blocks which could be used separately or together to help control the amount and type of vegetation that can

végétation susceptible de pousser. L'ouverture dans les blocs ainsi que l'écartement entre les blocs empêchent le développement de pressions hydrostatiques excessives sous la protection de talus. En raison de la forme plane des blocs, une grande surface est disponible pour la résistance de frottement.

Un autre avantage de l'Armorflex est sa flexibilité. Si le remblai tasse inégalement, l'Armorflex peut s'adapter aux déformations du talus. Le talus sur lequel l'Armorflex doit être placé sera préparé suivant une surface unie et un géotextile sera posé sous les blocs.



Le *Tri-Lock* (triple emboîtement) et l'*Armorloc* sont des types de protection de talus constitués de blocs de béton s'emboîtant entre eux, ce qui assure leur stabilité. Ces blocs sont mis en place à la main sur le site, ou assemblés sur un tissu géosynthétique et posés sur le talus par tranches.

La différence principale entre l'Armorflex et les blocs avec emboîtement est que les blocs Armorflex sont reliés entre eux par câbles, alors que les derniers sont raccordés géométriquement sans câbles. Les blocs Armorloc ont des formes rectangulaires uniformes, le Tri-lock ayant des blocs avec deux formes triangulaires différentes.

On peut citer comme autres types : les blocs « *Haringman* », les blocs « *Gobi* », les blocs type « *construction* », les blocs « *Tongue and Groove* » (tenon et mortaise), les blocs « *Ship Lap* » (à chevauchement), les blocs « *Waffle* » (en forme de « gaufre »), les blocs « *Basalton* » [52].

be grown. The opening in the blocks, together with the space between the blocks, prevents excess hydrostatic pressure from developing behind the slope protection. Since the blocks are flat, a large surface for frictional resistance is provided.

Another advantage of Armorflex is its flexibility. If the embankment settles unevenly, Armorflex is able to conform to the distorted shape. The slope on which Armorflex is to be placed must be prepared to a smooth surface, and a geotextile must be placed beneath the blocks.

Fig. 27

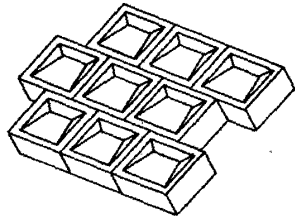
Armorflex block and Armorflex mat.

Blocs Armorflex et tapis Armorflex.

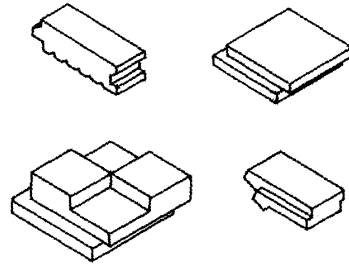
Tri-Lock and *Armorloc* are examples of slope protection consisting of interlocking concrete blocks. These blocks interconnect with one another to stabilize themselves. Interlocking blocks are placed by hand at the site or fitted together on top of a geosynthetic fabric and placed on the slope in sections.

The primary physical difference between Armorflex and interlocking blocks is that Armorflex blocks are connected by cables while interlocking blocks are connected geometrically together without cables. *Armorloc* blocks are uniform rectangular shapes, *Tri-Lock* has two different triangular shaped blocks.

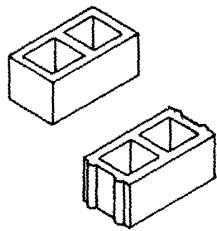
Other types are "*Haringman-Blocks*", "*Gobi-Blocks*", "*Building-Blocks*", "*Tongue and Groove*", "*Ship Lap*", "*Waffle-Blocks*" or "*Basalton Blocks*" [52].



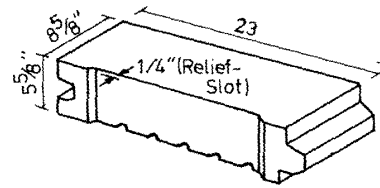
a)



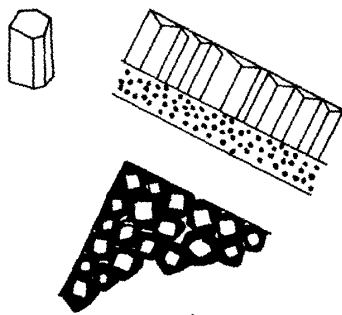
b)



c)



d)



e)



f)

Fig. 28

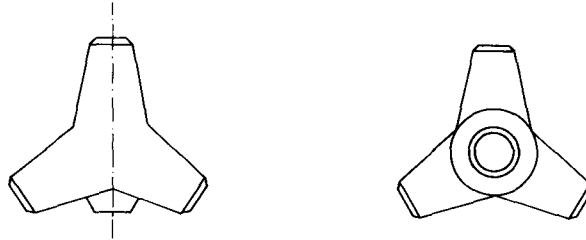
Interlocked blocks.

Blocs avec emboîtement.

- | | |
|--|---|
| (a) Haringman blocks. | (a) <i>Blocs Haringman.</i> |
| (b) Interlocking blocks (tongue and groove type, shiplap type, waffle type, stepped type). | (b) <i>Blocs avec emboîtement: type « tenon et mortaise », type « shiplap » (à chevauchement), type « waffle » (en forme de « gaufre »), type « à recouvrement ».</i> |
| (c) Building blocks. | (c) <i>Blocs, type « construction ».</i> |
| (d) Modified tongue and groove block. | (d) <i>Bloc modifié, type « tenon et mortaise ».</i> |
| (e) Basalton blocks. | (e) <i>Blocs Basalton.</i> |
| (f) Gobi blocks. | (f) <i>Blocs Gobi.</i> |

D'autres types sont également bien connus : « *Dolos* », « *Tétrapode* », « *Cob* », « *Stabit* » et « *Doide* » [57].

Les dolos et tétrapodes sont généralement mis en place en deux couches, le stabit en couche quasi unique, le cob ou le doide en couche unique.



3.5. REVÊTEMENT EN BÉTON BITUMINEUX

Les revêtements bitumineux se sont avérés économiques et ont été utilisés avec succès dans le double but de réaliser un masque d'étanchéité et une protection du talus amont. Les expériences hollandaises dans le domaine des protections bitumineuses de talus peuvent également être transposées aux réservoirs et barrages de grande hauteur [51].

Au cours de ces trente dernières années, diverses techniques ont été mises au point :

- Organe d'étanchéité et protection de talus.

Si l'organe d'étanchéité est constitué d'un masque amont, il servira également de protection de talus. Un exemple bien connu est le béton bitumineux, soit monocouche, soit bicouche avec une couche de drainage entre les couches. Un matériel assez élaboré et complexe est nécessaire pour la mise en place *in situ*, ce qui peut conduire, pour les petits ouvrages, à des prix unitaires relativement élevés. Dans ces cas, on peut envisager l'adoption de dalles préfabriquées en mastic sable-bitume armé. Ces dalles, d'environ 3 cm d'épaisseur et 1 m de largeur, armées d'un grillage en acier galvanisé, peuvent être enroulées sur un tambour dans un chantier de fabrication relativement simple, transportées sur le site, et soudées entre elles pendant le déroulage pour constituer un revêtement étanche de 6 cm d'épaisseur.

- Moellons bruts avec pénétration de bitume

Pendant de nombreuses années, du mastic sable-bitume a été utilisé pour pénétration dans du riprap afin de stabiliser ce matériau vis-à-vis de l'action du courant et des vagues. On a réalisé cette stabilisation en déversant du mastic chaud entre les pierres, fixant ainsi la position de celles-ci.

En raison de ses propriétés visco-élastiques, le mastic bitumineux se comporte comme un solide, avec un module d'élasticité élevé, sous l'effet d'une charge de

Well known are also “*Dolos*”, “*Tetrapod*”, “*Cob*”, “*Stabit*” or “*Doide*” [57].

Dolos, tetrapod are normally laid in two layers, the stabit in a quasi-single layer, and cob or doide regularly in single layers.

Fig. 29

Tetrapod.
Tétrapode.

3.5. BITUMINOUS CONCRETE LINING

Bituminous linings have been economically and successfully used for the dual purpose of providing an impervious membrane as well as upstream slope protection. Dutch experiences in asphalt slope protection works could also be introduced to high dams and reservoirs [51].

During the last thirty years different techniques for the use of asphalt have been developed :

- Impervious element and slope protection.

If the impervious element is formed by an upstream membrane, it should also serve as a slope protection. A well known example is asphalt concrete, be it in one layer or in two layers with a control drainage layer between. Rather elaborate and sophisticated equipment is necessary for placing *in situ*, which for small projects could lead to relative high unit prices. In those cases the use of prefabricated reinforced sandmastic slabs could be considered. These slabs, some 3 cm thick and 1 m wide, reinforced with galvanised steel mesh, can be rolled on a drum in a relatively simple manufacturing yard, transported to the site, and while unrolling be welded together to form a 6 cm thick impervious lining.

- Asphalt penetrated rubble constructions

For many years sandmastic asphalt has been used for penetration of riprap in order to stabilize this material against current and wave action. The stabilisation was done by pouring hot sandmastic asphalt between the stones, thus keeping the stones in a fixed position.

Due to its visco-elastic behaviour, sand mastic asphalt behaves like a solid mass with high elasticity modulus under short loading times such as wave attack, while as

courte durée, telle que l'action d'une vague, et comme un fluide de viscosité très grande sous l'effet d'un chargement prolongé, ce qui permet au revêtement de suivre les tassements du sous-sol.

Le bitume est un résidu provenant de la distillation du pétrole brut. C'est un matériau visco-élastique, chimiquement inerte. Il a une bonne adhérence aux granulats minéraux, ce qui lui permet d'être utilisé comme liant. Les différents mélanges se divisent en trois catégories : « surremplis », « exactement ou moyennement remplis », « sous-remplis ».

Dans les mélanges surremplis, les propriétés visco-élastiques du bitume dominent; dans les mélanges sous-remplis ce sont les propriétés des granulats minéraux qui dominent. Les mélanges surremplis sont des mastics bitumineux et des mélanges pierres-bitume avec surremplissage; le béton bitumineux appartient à la catégorie des mélanges exactement remplis; les mélanges sous-remplis sont des mélanges sable-bitume maigres et des mélanges pierres-bitume ouverts (Fixtone). Les mélanges sous-remplis sont très perméables à l'eau. Les compositions et propriétés des divers mélanges bitumineux sont données ci-après [53].

- Béton bitumineux :

Bitume : 6 %, filler : 10 %, sable : 28 % et pierres : 46 %. Assez rigide, uni et imperméable. Sa mise en place et son compactage nécessitent des conditions sèches.

- Mastic sable-bitume :

Bitume : 20 %, filler : 20 % et sable : 60 %. Flexible, uni, imperméable. Il peut être mis en place sous l'eau; il ne convient pas à des pentes supérieures à 1 : 7 ou 1 : 5, compte tenu de la viscosité.

- Pierres injectées (complètement ou partiellement) :

L'injection de pierres avec du mortier bitumineux dépend des dimensions des pierres à injecter. Revêtement flexible, moyennement rugueux, à la fois perméable et imperméable. Il peut être mis en place sous et au-dessus de l'eau, et présente une résistance élevée.

- Mélange pierres-bitume :

Pierres : 50-70 %, mastic sable-bitume : 30-50 %. Revêtement flexible, moyennement rugueux, imperméable. Il peut être mis en place sous et au-dessus de l'eau; pente maximale 1 : 2; résistance élevée.

- Mélange pierres-bitume ouvert (Fixtone) :

Pierres 20/40 mm : 80 %, mastic sable-bitume : 20 %. Flexible, moyennement rugueux, aussi perméable que du gravier; il doit être mis en place dans des conditions sèches; construction facile; il est également utilisé comme couche d'assise.

- Sable-bitume :

Bitume : 4 %, sable : 96 %. Perméable comme le sable, résistant vis-à-vis des courants et des vagues (limitations : $V = 3 \text{ m/s}$, $H_s = 2 \text{ m}$); il peut être mis en œuvre au moyen d'un matériel de terrassement classique; excellent comme couche filtrante.

- Membranes :

Feuille mince bitumineuse, avec parfois addition de caoutchouc synthétique armé et d'une feuille pour éviter le percement par la végétation. Imperméable, facile à mettre en place.

a fluid of very high viscosity under prolonged loading times, thus being able to follow subsoil settlements.

Bitumen is a residue obtained from the distillation of crude oil. It is a visco-elastic material that is chemically inert. It has a good adhesion to mineral aggregates, which makes it suitable as a binding agent. The different mixtures are divided into three categories: the “overfilled”, the “exactly or intermediate filled” and the “underfilled”.

In overfilled mixtures the visco-elastic properties of the bitumen dominate, in underfilled mixtures the properties of the mineral aggregates are dominant. The described overfilled mixtures are mastic asphalt and overfilled stone asphalt; asphalt concrete belongs to the category exactly filled mixtures; underfilled mixtures are lean sand asphalt and open stone asphalt (Fixtone). The underfilled mixtures are very permeable to water. The general composition and properties of various bituminous mixtures are given below [53].

- Asphaltic Concrete :

6 % bitumen, 10 % filler, 28 % sand and 46 % stone. Rather stiff, smooth and impermeable. Can only be placed in dry conditions during placing and compacting.

- Sand Mastic :

20 % bitumen, 20 % filler and 60 % sand. Flexible, smooth, impermeable. Can be placed also under water; cannot be placed on a slope steeper than 1 : 7 or 1 : 5 depending on the viscosity.

- Grouted Stone (fully or partly grouted) :

Stone grouted with an asphaltic mortar based on a sandmastic grading of aggregates depends on stone size to be grouted. Flexible, medium roughness, both permeable and impermeable. Can be placed under and above water; great strength.

- Stone Asphalt :

50-70 % stone; 30-50 % sandmastic. Flexible, medium roughness, impermeable. Can be placed under and above water; maximum slope : 1 : 2; great strength.

- Fixtone (open stone asphalt) :

80 % stone 20/40 mm, 20 % sandmastic. Flexible, medium roughness, as permeable as gravel; must be placed in dry conditions, easy to place; also be used for mattresses.

- Sand Asphalt :

4 % bitumen, 96 % sand. Permeable as sand, resistant against currents and waves (limited : $V = 3 \text{ ms}^{-1}$, $H_s = 2 \text{ m}$); can be handled with normal earth moving equipment; excellent as filter layer.

- Membranes :

A thin sheet bitumen, sometimes modified with artificial rubber with reinforcement and a foil to prevent piercing by vegetation. Impermeable, easy to place.

Dimensionnement vis-à-vis de l'action des vagues :

Plusieurs méthodes (modèles numériques et physiques) sont disponibles pour déterminer, dans les conditions du projet, les dimensions que doivent avoir les revêtements bitumineux.

L'épaisseur de la couche peut être calculée à partir du modèle mis au point par le « Technical Advisory Committee for Sea Defences » (1984) pour une plaque d'épaisseur constante posée sur un sous-sol élastique avec réaction retardée [52]. La formule déduite est la suivante :

$$D = r \sqrt[5]{\frac{27}{16} \frac{1}{(1-\gamma^2)} \left(\frac{P}{\sigma_b}\right)^4 \left(\frac{S}{C}\right)}$$

dans laquelle : D = épaisseur du revêtement (m); σ_b = contrainte du bitume à la rupture (N/m²); P = impact de la vague = f(H_s, T, Δt) (N/m); S = module de rigidité du bitume (N/m²); γ = coefficient de Poisson (constante) du bitume; C = module de réaction du sous-sol (N/m³); r = 0,75, coefficient de réduction.

Pour divers revêtements bitumineux de talus de pente 1 : 3 (cotg α = 3), avec C = 10⁸ N/m³ (couche de sable compactée), les épaisseurs calculées sont les suivantes :

Hauteur de vague H _s (m)	Béton bitumineux (m)	Mélange pierres-bitume ouvert (m)	Sable-bitume (m)
2	0,10	0,20	0,40
3	0,20	0,40	0,80
4	0,30	0,65	
5	0,40	0,90	
6	0,50		

Tableau 5 : Épaisseur de revêtements bitumineux, D (m)

Lorsque les sous-pressions sous le revêtement doivent être évitées, des filtres seront mis en place (filtre de sable-gravier, matériau tissé à mailles fines, géotextile, sable-bitume).

A cet égard, une couche de sable-bitume constitue un filtre idéal, du fait que son épaisseur et sa structure poreuse assurent un amortissement maximal des variations de pression évitant ainsi des sous-pressions dangereuses.

Dimensioning against wave impact :

For asphaltic materials there are several approaches available (analytical-, physical-models) which allow to determine the necessary dimensions under design conditions.

The plate thickness can be determined using the calculation model developed by the Technical Advisory Committee for Sea Defences (1984) for a plate of constant thickness on a delayed reacting elastic subsoil [52]. The derived formula is :

$$D = r \sqrt[5]{\frac{27}{16} \frac{1}{(1 - \gamma^2)} \left(\frac{P}{\sigma_b}\right)^4 \left(\frac{S}{C}\right)}$$

where: D = thickness of revetment (m), σ_b = asphalt stress at break (Nm^{-2}), P = wave impact = $f(H_s, T, \Delta t)$ (Nm^{-1}), S = stiffness modulus of the asphalt (Nm^{-2}), γ = Poisson ratio (constant) for asphalt, C = modulus of subgrade reaction (bed constant) (Nm^{-3}) and $r = 0.75$, reduction factor.

For some asphalt slope revetments, with a gradient 1 : 3 ($\text{ctg } \alpha = 3$) and the bed constant $C = 10^8 \text{ Nm}^{-3}$ (compacted sandbed), the following layer thickness can be calculated as an indication :

Wave height H_s (m)	Asphalt concrete (m)	Open stone asphalt (m)	Sand asphalt (m)
2	0.10	0.20	0.40
3	0.20	0.40	0.80
4	0.30	0.65	
5	0.40	0.90	
6	0.50		

Table 5 : Layer thickness of asphalt revetments, D (m)

When uplift water pressures under the revetment should be avoided, filter constructions should be used (sand and gravel filter, fine meshed cloth, geotextiles or sand asphalt).

A sand asphalt layer is an ideal filter layer in this respect because of its thickness and pore structure providing maximum damping of pressure fluctuations without the building up of uplift pressures.

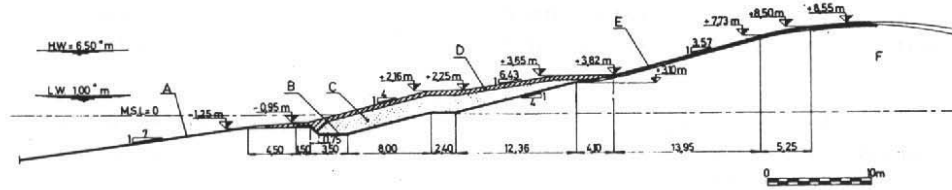
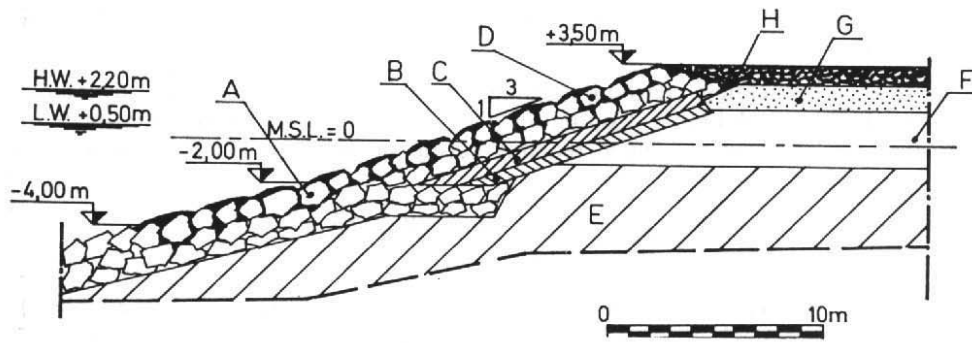


Fig. 30

Trial section pattern grouting breakwater armour Hook of Holland.

Digue d'essai pour brise-lames (Hollande).

Revêtement en blocs rocheux avec pénétration de bitume.

- | | |
|--|---|
| (A) Stone 1-6 ton, pattern grouted with stone asphalt. | (A) Blocs 1-6 tonnes, avec pénétration de granulats-bitume. |
| (B) Mastic gravel, 0.5 m thick. | (B) Mastic gravier-bitume, 0,50 m d'épaisseur. |
| (C) Stone 200-800 kg, 0.7 m thick. | (C) Blocs 200-800 kg, 0,70 m d'épaisseur. |
| (D) Stone 1-3 ton, pattern grouted with stone asphalt, 1.75 m thick. | (D) Blocs 1-3 tonnes, avec pénétration de granulats-bitume, 1,75 m d'épaisseur. |
| (E) Base construction of waste material from cleared away bund. | (E) Couche de base constituée de déchets de matériaux. |
| (F) Sand asphalt bund, mixed with hot gravel. | (F) Couche constituée de sable-bitume mélangé avec des graviers chauds. |
| (G) Sand asphalt. | (G) Sable-bitume. |
| (H) Stone 10-60 kg, penetrated with asphalt. | (H) Pierres 10-60 kg, avec pénétration de coulis de bitume. |

Fig. 31

Embankment drinking water supply basin - Rotterdam

Digue en remblai d'un réservoir d'alimentation en eau potable - Rotterdam.

- | | |
|---|---|
| (A) Silt layer. | (A) Couche de silt. |
| (B) Nylon reinforced bituminous membrane, 5 mm thick. | (B) Membrane bitumineuse renforcée de nylon, 5 mm d'épaisseur. |
| (C) Sand for ballasting membrane. | (C) Lest en sable de la membrane. |
| (D) Rubble, penetrated with 50 kg/m ² sand mastic grout. | (D) Moellons bruts, avec pénétration de mastic sable-bitume (50 kg/m ²). |
| (E) Asphalt concrete in two layers: binder course 225 kg/m ² ; top layer, dense asphalt concrete 120 kg/m ² . | (E) Béton bitumineux bicouche: couche de binder (225 kg/m ²) et couche supérieure de béton bitumineux dense (120 kg/m ²). |
| (F) Hydraulic fill. | (F) Remblayage hydraulique. |

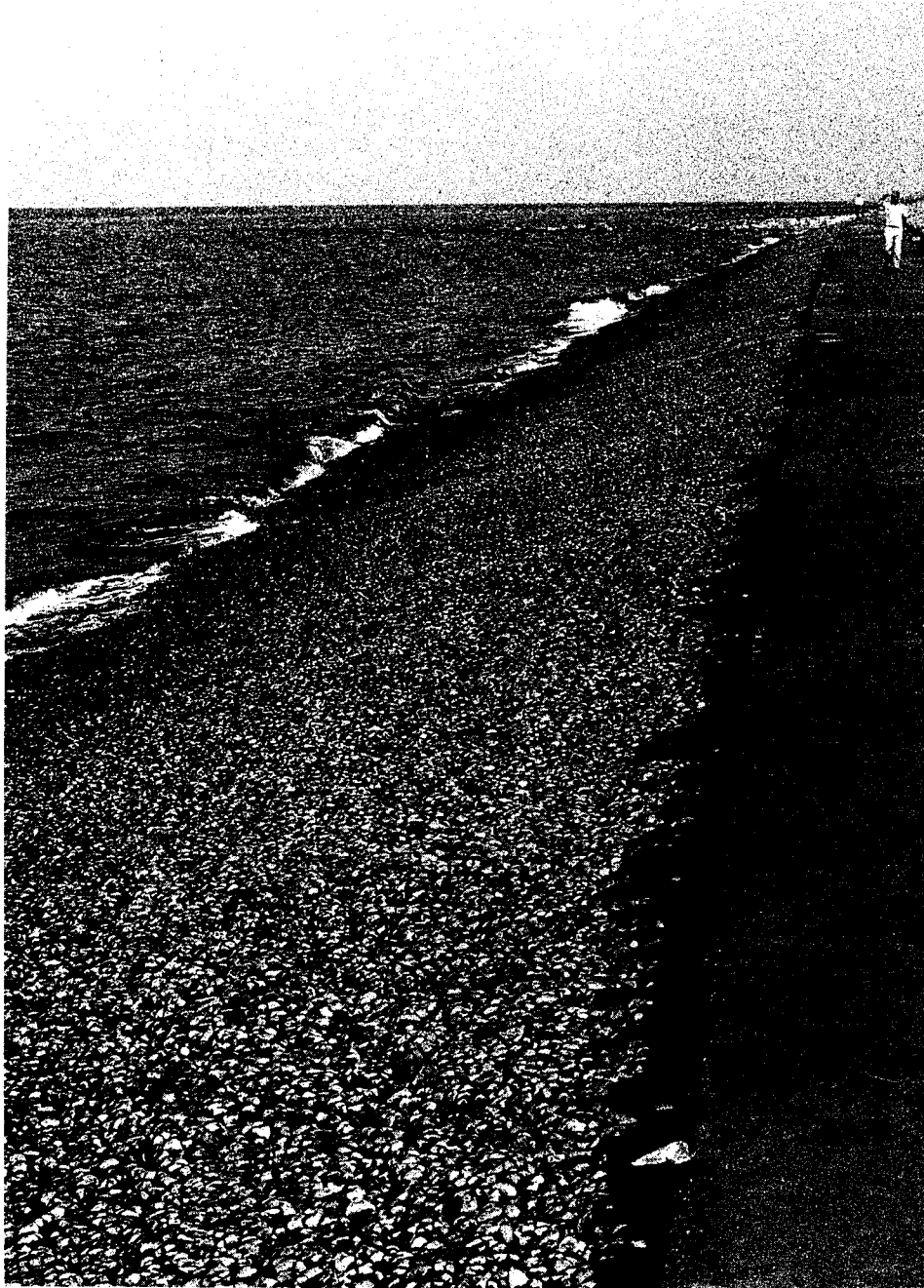


Fig. 32

Open sand and stone asphalt [59].

Revêtement bitumineux ouvert (pierres-sable-bitume) [59].

3.6. GABIONS EMPILÉS ET GABIONS DISPOSÉS BOUT A BOUT

Les *gabions* sont des cages de fil d'acier, de forme parallélépipédique, remplies d'enrochement. Le grillage métallique est fermé après remplissage et les gabions sont *empilés* les uns sur les autres pour constituer un talus en gradins. Les fils d'acier sont souvent galvanisés ou revêtus de PVC pour assurer une protection contre la corrosion. En général, ce type de protection convient parfaitement aux talus raides.

Un autre procédé « *Reno mattresses* » consiste à *disposer des gabions*, de moindre hauteur, *bout à bout* sur le talus [56].

Les cages métalliques sont réalisées par tranches importantes, et non en cellules individuelles; les gabions sont maintenus en place par frottement entre les gabions et le remblai. Aucune butée de pied n'est nécessaire; cependant, il y a lieu de prévoir une protection de pied pour éviter les affouillements.

Ce type de protection (*Reno mattresses*) présente l'avantage d'être souple. Il peut s'adapter aux déformations du remblai (affaissements et tassements différentiels). De faibles mouvements du remblai n'entraînent pas de perte de résistance ou d'efficacité. Le tapis est également perméable, ce qui empêche les sous-pressions et son soulèvement. Par rapport au riprap, ce type de protection permet d'utiliser des pierres de plus petite taille et en moins grande quantité.

Il présente, par contre, un inconvénient : la cage métallique peut se corroder et les pierres non confinées peuvent être trop petites ou minces pour assurer la protection du talus. L'action abrasive constante des vagues peut enlever la protection en PVC des fils et entraîner leur rupture.

Un autre inconvénient est le soin supplémentaire que requiert le remplissage des cages pour éviter d'endommager les fils. Ce type de protection nécessite généralement une couche d'assise en gravier ou un géotextile pour éviter la migration des éléments fins du remblai à travers les pierres des gabions [56].

3.7. REVÊTEMENTS EN ACIER OU EN POUTRES DE BOIS

Les revêtements en acier ou en poutres de bois pour barrages en enrochement et gravier ont tous deux été utilisés avec succès sur un certain nombre d'ouvrages pour constituer le masque d'étanchéité et, incidemment, la protection du talus amont. Certains de ces revêtements en acier ont plus de 70 ans et ont nécessité peu d'entretien.

Par exemple, le barrage Ash Fork, Arizona, États-Unis, comporte un masque en acier, de 56 m de longueur et 14 m de hauteur, réalisé en 1896; il est toujours en service. Également, quelques barrages en enrochement, avec revêtement en poutres de bois, situés dans l'ouest des États-Unis et exécutés entre 1906 et 1925, sont toujours en excellent état.

3.6. GABIONS AND RENO-MATTRESSES

Gabion mattresses are rectangular wire boxes filled with rock. The mattresses are wired shut after filling and stacked on top of one another to form a stepped slope. The wires are often galvanized or PVC-coated to provide some corrosion resistance. This method is generally excellent for steep side slopes.

“*Reno mattresses*” are similar to *Gabion* mattresses, except that these mattresses have less height and are laid end to end up the incline instead of being stacked upon each other [56].

The wire cages are built in large sections instead of individual boxes and are kept in place by the friction between the mattresses and the embankment. No footings are necessary; however, protection at the toe will be required to prevent scour.

The *Reno mattresses* have the advantage of being flexible. The mattresses are able to conform to the changing configuration of the embankment from subsidence and differential settlement. There is no loss of strength or effectiveness with small earth movements. The mattresses are also permeable, which prevents hydrostatic pressure from exerting force behind the mattress and lifting it. Reno mattresses can also use smaller rock sizes and amounts than the rock sizes and quantities needed for riprap.

One disadvantage of Reno mattresses is that the wire cage will eventually corrode away and the unconfined rock may be too small or thin to protect the slope. The constant wave action and abrasion on the wires within the mattresses can cause the wires to lose their protective PVC coating and break.

Another disadvantage is the additional care required to fill the Reno mattresses without damaging the wire cages. Reno mattresses generally require a granular bedding or geotextile to prevent the embankment fines from migrating through the rocks [56].

3.7. STEEL AND TIMBER FACINGS

Both steel and timber facings for rockfill and gravel dams have been used successfully on a number of dams to form the impervious membrane and, incidentally, the upstream slope protection. Some of these steel facings are more than 70 years old and are reported to have required little maintenance.

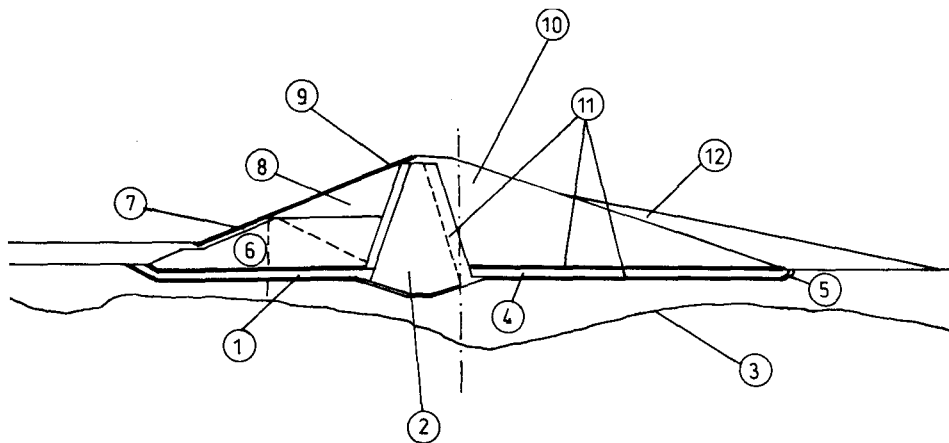
For example, Ash Fork Dam, Arizona, USA, a steel structure 56 m (184 ft) long and 14 m (46 ft) high, was built in 1896 and is still in service. Also some timber faced rockfill dams in western USA, built between 1906 and 1925 were in excellent condition.

Bien que ces types de revêtement aient passé de mode, il peut y avoir cependant quelques cas où des revêtements en acier ou en poutres de bois méritent d'être envisagés.

3.8. REVÊTEMENT EN BÉTON COMPACTÉ AU ROULEAU

Ce nouveau procédé a été adopté, aux États-Unis, sur le barrage Mont St. Helens destiné à la rétention de sédiments (1989) [58].

Le talus amont du remblai a été protégé contre les érosions pouvant résulter des écoulements de boue et des transports solides, au moyen d'un revêtement en béton compacté au rouleau (BCR), de 3 pieds (0,90 m environ) d'épaisseur (mesurée normalement au talus). Le BCR a été mis en place suivant des couches horizontales de 8 pieds (2,40 m environ) de largeur, et de 18 pouces (0,45 m environ) et 2 pieds (0,60 m environ) d'épaisseur. La liaison entre couches du BCR n'était pas nécessaire, puisque celui-ci ne servait qu'à la protection contre l'érosion, à l'exclusion d'un rôle d'étanchéité. Le revêtement n'étant pas suffisamment auto-drainant lors des vidanges du réservoir, on ajouta un drainage supplémentaire en noyant des tuyaux dans les couches de BCR.



While these types of construction have been largely outmoded, there may still be some instances in which such timber or steel facings would be worthy of consideration.

3.8. ROLLER COMPACTED CONCRETE FACING

This new method was used in the United States for the Mount St. Helens sediment retention structure (1989) [58].

The upstream embankment face was protected against the potential scour actions of mudflows and sediment-laden streamflows with a 3-foot thick (normal to slope) roller compacted concrete facing. The RCC facing was placed horizontally in lifts 8 feet wide and 18 inches and 2 feet thick. Bonding was not required between lifts of RCC since the RCC was strictly for erosion protection and not designed as an impervious barrier. The facing was also thought not to be sufficiently free draining for the rockfill zones during pool drawdown so that drainage was supplemented by embedding pipes into the RCC lifts.

Fig. 33

RCC protection, Mount St. Helens structure, USA.

Barrage Mont St. Helens, États-Unis - Protection en BCR.

- | | |
|-------------------------------|---|
| (1) U/S foundation blanket. | (1) <i>Tapis amont de fondation.</i> |
| (2) Impervious. | (2) <i>Noyau d'étanchéité.</i> |
| (3) Approximated top of rock. | (3) <i>Niveau rocheux approximatif.</i> |
| (4) Drain gravel. | (4) <i>Drain en gravier.</i> |
| (5) Perforated drain. | (5) <i>Drain perforé.</i> |
| (6) Rockfill. | (6) <i>Enrochement.</i> |
| (7) Impervious. | (7) <i>Revêtement étanche.</i> |
| (8) Selected rockfill. | (8) <i>Enrochement sélectionné.</i> |
| (9) RCC facing. | (9) <i>Parement en BCR.</i> |
| (10) Random rockfill. | (10) <i>Enrochement tout-venant.</i> |
| (11) Filter gravel. | (11) <i>Filtre en gravier.</i> |
| (12) Overbuild. | (12) <i>Remblai de recouvrement.</i> |

4. RÉSUMÉ

Les talus amont des barrages en remblai sont exposés à l'attaque dynamique et mécanique des vagues, à la glace et à l'effet de marteau d'eau. Le projet des protections de talus amont tient compte de la hauteur de vague significative, de la vitesse et de la durée du vent, du fetch et de la profondeur d'eau.

La hauteur de vague était, à l'origine, calculée au moyen de la formule de Stevenson. Les études se sont poursuivies dans plusieurs pays et ont conduit à des modifications dans les calculs. Les essais sur modèles empiriques ont principalement joué un grand rôle dans la détermination de la hauteur de vague significative. Étant donné que des différences importantes existent entre les formules utilisées à travers le monde, il importe que le domaine d'application de chaque formule soit bien précisé.

Outre la hauteur de vague significative, on doit également tenir compte du soulèvement de la surface de l'eau dû au vent, du déferlement de la vague et de l'effet de marteau d'eau agissant sur la protection de talus.

Dans les barrages en remblai de grandes dimensions, des zones de dégâts tolérables peuvent être admises, compte tenu de l'intensité de l'attaque, tandis que l'absence de dégâts est exigée dans les zones de variations constantes du niveau de retenue.

En plus de la protection de talus dont la conception doit être parfaite, la couche d'assise sous la protection joue un rôle important. Son étude est basée sur les critères de filtre et sur l'épaisseur de couche intervenant comme facteur de stabilité. Dans les cas de faible attaque, on peut utiliser des géotextiles.

Les types les plus courants de protection de talus amont sont le riprap déversé et le riprap mis en place à la main.

Outre les revêtements associant l'étanchéité et la protection de talus : béton bitumineux, béton de ciment, acier et poutres en bois, les procédés mettant en œuvre des éléments préfabriqués sont assez classiques. Le sol-ciment convient également à la protection des talus amont.

En ce qui concerne le riprap déversé et le riprap mis en place à la main, les propriétés mécaniques des matériaux revêtent une importance particulière. La convenance et la durabilité font l'objet des essais habituels.

Les protections en sol-ciment, les techniques de mise en place utilisées et les expériences recueillies dans ce domaine sont résumées dans le Bulletin CIGB n° 54.

Pour les revêtements amont en béton ainsi que les protections de talus utilisant des blocs de béton préfabriqués, une grande expérience pratique provient de nombreux pays dans le monde. Des éléments préfabriqués, tels que des dalles en béton, des blocs de béton préfabriqués (blocs libres, blocs à emboîtement souple, blocs à emboîtement rigide, « dolos », « armorflex », tétrapodes, etc.), se sont avérés in-

4. SUMMARY

The upstream slopes of embankment dams are exposed to dynamic and mechanical attack by wave action, ice, and water hammer. The design of upstream slope protections takes into account significant wave height, wind velocity, wind duration, fetch, and water depth.

Wave height was originally computed using the Stevenson formula. This has meanwhile been extended and modified following a number of studies conducted in several countries. It is above all the empirical model tests that have assumed some importance in the determination of the significant wave height. As major differences exist on a world-wide basis among the formulations used, it is important that the scope of each formula be observed.

Apart from the significant wave height, wind set-up, wave run-up and water hammer acting on the slope protection should be considered.

In fill dams of major size, zones of tolerable damage may be admitted, depending on the intensity of attack, while zero damage under wave attack is required in the zones of constant water level variations.

In addition to the adequate design of the slope protection, the bedding layer beneath the protection is of particular importance. Its design is controlled by filter criteria and by the thickness of the bedding layer as a factor of stability. In cases of minor attack geotextiles are also used.

The most common types of upstream slope protection are dumped-stone riprap and hand-placed riprap.

Besides the methods using combined impervious and slope-protection units of asphaltic concrete, concrete, steel and timber, construction methods using precast members are fairly common. Soil-cement is also important as upstream slope protection.

In dumped-stone and hand-placed riprap, the mechanical properties of the materials are of particular importance. Suitability and durability are tested by the usual methods.

Soil-cement protection, the placement technologies used and the experience gathered in this field are summarised in the separate ICOLD Bulletin No. 54.

For upstream paving as well as slope protection using precast concrete blocks, much practical experience is available from many different countries all over the world. Precast members, as concrete slabs, precast concrete blocks (free blocks, flexibly interlocked blocks, rigidly interlocked blocks, armorflex, dolos, tetrapods,

téressants lorsqu'une roche appropriée n'est pas disponible. Dans certains cas, cependant, ces méthodes ont été écartées en raison de leurs coûts élevés.

En ce qui concerne les méthodes mettant en œuvre du bitume, deux types de revêtement sont utilisés : revêtement bitumineux associant une fonction de protection et une fonction d'étanchéité, ou revêtement bitumineux perméables de diverses compositions (mastic sable-bitume, pierres injectées, mélange pierres-bitume, mélange pierres-bitume ouvert (fixtone), sable-bitume) assurant seulement une fonction de protection.

Pour les talus de grande longueur et de faible hauteur, des procédés utilisant des éléments préfabriqués et pré-assemblés, de grande taille, tels que gabions empilés ou gabions placés bout à bout, sont classiques. Ils présentent l'avantage d'une mise en place relativement rapide.

Les revêtements en acier et les revêtements constitués de poutres de bois tiennent une place peu importante dans les protections de talus.

En résumé, on peut indiquer que le choix du type de protection de talus dépend de l'intensité des forces agissant sur le barrage, ainsi que de la disponibilité de matériaux naturels adéquats. Lorsque de tels matériaux ne sont pas disponibles, on doit rechercher d'autres procédés. Il n'y a pas de préférence marquée pour l'une quelconque de ces autres méthodes.

etc.), have proved helpful where no suitable rock is available. In some cases, however, these methods have been discarded because of the higher cost involved.

In methods using asphalt, either asphalts are applied which combine the protective function with imperviousness, or pervious asphalt courses of various compositions (sand mastic, grouted stone, stone asphalt, fixtone, sand asphalt) are used for slope protection only.

For very long slopes of minor height, methods using prefabricated and pre-assembled units of major size, as gabions or reno-mattresses, are common. These offer the advantage of relatively speedy placement.

Steel and timber are of secondary importance in slope protections.

By way of summary, it can be stated that the selection of the type of slope protection is governed by the intensity of the forces acting on the dam as well as by the availability of suitable natural materials. Where no such material is available, other methods must be found. There is no clear preference for any of these alternative methods.

5. REFERENCES

1. THOMAS, H. : The Engineering of Large Dams, Part I, II, John Wiley & Sons, London, 1976.
2. POST, G. and LONDE, P. : « Der Staudambau » (Molitor), Sager und Woerner, München, 1955.
3. FÜHRBÖTER, A. : Äußere Belastung der Seedeiche, Seedeichbau - Theorie und Praxis, 1976.
4. FRANZIUS, G. : Wirkung und Wirtschaftlichkeit von Rauhideckwerken im Hinblick auf den Wellenaufwurf, Mitteilungen des Franzius-Institutes der TU-Hannover, No. 25, 1965.
5. GOLZE, A. R. : Handbook of Dam Engineering. Von Nostrand Reinhold Company, New York, 1977.
6. POWELEIT, A. : Bemessung des Freibordes im Erddambau (Freeboard Design in Earth Dam Construction), Wasserwirtschaft 75 (1975), Heft 10.
7. FÜHRBÖTER, A. : Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitteilungen des Franzius-Institutes der TH-Hannover, 1966, Heft 28.
8. SAVILLE, Th., *et al.* : Freeboard Allowances for Waves in Inland Reservoirs, Journal of the Waterways and Harbours Division, ASCE, Vol. 88, 1962, Part I.
9. CREAGER, W., JUSTIN, J. and HINDS, J. : Engineering for dams, John Wiley and Sons, Inc., New York.
10. HUDSON, R. Y. : Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwaters, ASCE, Journal of Waterways and Harbours Division, Vol. 85, No. WW3 1959, Part I.
11. IVERSON, N. L., RINGHEIM, A. S. : Upstream Slope Protection at Gardiner and Qu'appelle River Dams, Proceedings ICOLD Congress, Madrid, 1973, Q. 42, R. 38.
12. THOMPSON, D. M., SHUTTLE, R. M. : Design of Riprap Slope Protection against Wind Waves, CIRIA Report Nr. 61, CIRIA, London, 1976.
13. US Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board : Shore Protection, Planning and Design, Technical Report No. 4, Part II, Chapter 4/1961.
14. US Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center : Shore Protection Manual 3 Volumes, Vicksburg, 1984.
15. US Army Corps of Engineers - Engineer District, Walla Walla, Supplement No. 2 : Earthwork Design Criteria John Day Lock and Dam. Design Memorandum No. 5, North Shore Relocations, 1962.
16. TAYLOR, K. V. : Slope Protection on Earth and Rockfill Dams, ICOLD Congress 1973, Madrid, Q. 42, R. 13.
17. BERTRAM, G. E. : Slope Protection for Earth Dams, 4th Congress on Large Dams, New Delhi, Vol. 1 (1951).

18. US Army Corps of Engineers : Engineering Design Manual EM 1110-2-2300, 1982.
19. BINNIE, G. M., *et al.* : Engineering of Mangla, Proc. Inst. Civ. Engineering, 1967, 38.
20. THOMSEN, A. L., *et al.* : Riprap stability on earth embankments tested in large and small scale wave tanks; Coastal Engineering Research Center, Techn. Memo 37, 1972, US Army Corps of Engineers.
21. SHERARD, J. L., *et al.* : Earth and Earth-rock Dams, Wiley & Sons (New York), 1963.
22. BURGESS, J. S. and HICKS, P. H. : Riprap protection for slopes subject to wave attack, Cera Report 4, 1966.
23. US Department of Interior, Bureau of Reclamation : " Design of small Dams ", Denver, 1987.
24. DAMSGAARD, A., *et al.* : Northumberland Causeway, model tests on filters, Technical University of Norway, Rivers and Harbours Authority Bulletin 13E, 1972.
25. Banksmeadow Breakwater, Hydraulics Research Station Report Ex 538, 1971.
26. ESMOIL, E. E. : Rock as upstream slope Protection for Earth Dams, US Bureau of Reclamation, Report DD-3, 1968.
27. Portland Cement Association, Soil-Cement Slope Protection, Mamol 1965.
28. NUSSBAUM, P. J., and COLLEY, B. E. : Dam Construction and Facing with Soil-Cement, Portland Cement Association, 1971.
29. HOLTZ, W. G. and WALKER, F. C. : Soil-Cement as Slope Protection for Earth Dams, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Paper 3361, 1962.
30. CIGB-ICOLD, Soil-Cement for Embankment Dams, Bulletin 54, 1986.
31. US Army Corps of Engineers : " Determining sheltered water wave characteristics ", ETL 1110-2-305, 1984.
34. Technical Memorandum 51, US Army Corps of Engineers, 1975.
33. Bureau of Reclamation, Design standards No. 13, Embankment Dams, Chapter 7, " Riprap Slope Protection ", Denver (draft).
34. Harza Engineering Company, Geotechnical Design, Guide DG-FE-2, Chicago.
35. US Army Corps of Engineers : " Large Wave Tank Tests of Riprap Stability", Technical Memorandum No. 51, Coastal Engineering Research Center, May 1975.
36. Delft Hydraulics Laboratory : Fixtone, Stability under Wave Attack, M 1942 WL, 1983.
37. MEER, J. W., PILARCZYK, K. W. : Stability of rubble mound slopes under random wave attack, Delft Hydraulics Laboratory, No. 332, 1984.
38. MEER, J. W. : Stability of rubble mound revetments and breakwaters under random wave attack, Breakwaters 1985, London.
39. ASCE - Subcommittee on Slope protection : " Reviews of Slope Protection Methods ", ASCE Proceedings, Vol. 74, June 1948.

40. US Corps of Engineers : Waves in inland reservoirs – Summary Report on Civil Works Investigation Project CW-164 and CW-165 – Technical Memorandum, No. 132, Nov. 1962.
41. US Corps of Engineers : “ Summary Report, Waves and wind tides in shallow lakes and reservoirs ”, Civil Works Investigation CN-167 (1955).
42. FALVEY, H. T. : Prediction of wind wave heights, ASCE Journal of waterways, Harbors and Coastal Eng. Division, Vol. 100 WW1, Feb. 1974.
43. US Department of the Interior, Bureau of Reclamation : Earth Manual, “ Investigations For Rock Sources For Riprap ”, Designation, E-39, 1974.
44. US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Petrographic Laboratory : “ Analytical Techniques and Capabilities References ”, Sept. 1985.
45. US Army Corps of Engineers : “ Shore Protection Manual ”, Vol. 1, Coastal Engineering Research Center, Department of the Army, Vicksburg, MS, 1984.
46. JANSEN, R. B. : “ Advanced Dam Engineering ”, 1988, New York.
47. HASSELMANN, K., *et al.* : “ Measurements of wind wave growth and swell decay during the joint North Sea Wave Project (JONSWAP) ”, Deutsche Hydrographische Zeitung Suppl. A 8/1973.
48. US Army Corps of Engineers : “ Wave Runup and Wind Setup on Reservoir Embankment ”, Engineer Technical Letter, No. 1110-2-221, Washington DC, 1976.
49. IDEL, K. H. and MANTWILL, H. : “ Earthwork engineering measures to protect a primary dam against wave damage ”, DVWK Schriften, Nr. 77, Sanierung von Wasserbauten, München, 1986.
50. US Bureau of Reclamation, “ Soil-Cement slope protection ”, REC-ERC-71-20, 1971, Denver.
51. WOESTENENK, Jr. A. J. : “ Use of asphalt for slope protection on earth and rockfill dams ”, ICOLD Congress, Q. 42, R. 43, Madrid, 1973.
52. PILARCZYK, K. W. : “ Stability of revetments under wave and current attack ”, International Association for Hydraulic Research, 21st Congress, Melbourne, 1985.
53. MULDER, G. L. : “ Designing hydraulic structures with asphaltic materials ”, Dredging and Port Construction, Oct. 1982, pp. 87-95.
54. ENEL : “ Diga di Contrada Sabetta ”, Roma, 1984.
55. ELGES, H. F., and DU PLESSIS, J. G. : “ Some aspects of the methods of slope protection used in the construction of earth dams in the Department of Water Affairs ”, ICOLD Congress, Q. 42, R. 11, Madrid, 1973.
56. State of California, Department of Water Resources : “ Delta Levee slope protection alternatives ”, Memorandum Report, 1989.
57. Construction Industry, Research and Information Association Ciria : “ Sea Walls ”, Report No. Ex 1490, Wallingford, 1986.
58. US Army Corps of Engineers, Portland District : “ Mount St. Helens Sediment Retention Structure ”, Portland, 1988.

59. The Institution of Water and Environmental Management: “Design and Construction of Works for Water and Environmental Management”, IWEM, 1990.
60. CIRIA Special Publication 83: CUR Report 154, “Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering”, 1991.
61. Hydraulic Research (HR): “Report IT 195”, March 1980, “Report EX 1725”, May 1988, Wallingford.

Imprimerie de Montlignon
61400 La Chapelle Montlignon
Dépôt légal : juin 1993
N° 16456
ISSN 1534-8293
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>