

CHAPITRE IV

Barrages en remblai

Animé par Emmanuel ALONSO (Cemagref)

*Membres du groupe : Jean-Pierre BECUE (SAFEGE), Gérard BOLLE (Expert),
Jean-Luc BRODIN (CACG), Patrice BRUNEL (CARA),
Alain CASSARD (DDAF 67), Gérard DEGOUTTE (ENGREF),
Michel DORE (MECASOL), Danièle LAUTRIN (Cemagref),
Jean LEFEBVRE (Ingénieur Conseil), Georges MICHEL (SCP),
Paul ROYET (Cemagref) et Georges TRATAPEL (CNR).*

Des milliers de petits barrages en remblai d'une hauteur de quelques mètres à une trentaine de mètres ont été réalisés en France, et les projets sont encore nombreux. Ces ouvrages, relativement modestes, sont surtout situés en milieu rural. Ils sont majoritairement en terre et leurs principaux objectifs sont le soutien des étiages, l'irrigation, l'écrêtement des crues, les loisirs et/ou la fourniture d'eau potable.

Pour cette raison, la partie consacrée aux barrages en remblai est plus développée que celle consacrée aux barrages en béton.

LES TYPES DE BARRAGES EN REMBLAI

Les grands types de barrages en remblai sont :

- ◆ *type 1* : barrages en terre homogènes, constitués de matériaux étanches ;
- ◆ *type 2* : barrages à zones avec massif amont ou noyau central assurant l'étanchéité ;
- ◆ *type 3* : barrages en matériaux perméables (sable, grave, cailloux, tout-venant) munis d'un dispositif d'étanchéité artificielle.

Les ouvrages en enrochements (type 2 ou type 3) seront évoqués, mais plus rapidement, car il s'agit d'une technique peu fréquemment utilisée pour les petits barrages.

ÉTUDES GÉOTECHNIQUES

Ce paragraphe complète pour les barrages en terre le chapitre III (*voir p. 37 et s.*) auquel le lecteur devra se reporter. Il insiste surtout sur l'interprétation des résultats d'essai.

Le tableau 1 (ci-contre) résume l'ensemble des études géotechniques d'un site nécessaires à l'établissement du projet concernant la fondation du remblai et les zones d'emprunt. Mais outre la recherche des matériaux, d'autres études peuvent impliquer la cuvette : son étanchéité dans le cas où le problème ne peut pas être résolu au droit du barrage, la stabilité des versants qui est à vérifier dans certains cas.

Il paraît primordial d'insister sur l'importance d'un essai très simple, surtout dans le cas des barrages homogènes. La teneur en eau est l'essai de base qui, associé à un commentaire lors du prélèvement sur la nature du matériau (argile, sable limoneux, grave propre...) et son état (sec, très humide...), permet une bonne première appréciation du site. Il ne faut pas hésiter à multiplier cet essai, peu coûteux (par exemple dans les emprunts) en prélevant un échantillon tous les 0,5 à 1 mètre de profondeur afin d'évaluer le gradient d'humidité.

En général, la teneur en eau des matériaux est peu variable au cours de l'année sauf en surface, jusqu'à 1,5 mètres environ de profondeur, où les matériaux peuvent être, suivant les conditions atmosphériques, secs ou humides.

68

Aussi bien en fondation qu'en zone d'emprunt, les échantillons ne sont généralement prélevés que dans certaines tranchées, mais ces dernières ont toutes un rôle descriptif (nature et état des matériaux, profondeur des couches, venues d'eau).

Les essais mécaniques et hydrauliques sur les matériaux des emprunts doivent être réalisés à la teneur en eau à laquelle ces matériaux seront mis en place. La résistance au cisaillement des sols fins, surtout à court terme en contraintes totales, chute nettement lorsque la teneur en eau augmente.

REMARQUES SUR LES RÉSULTATS DES PRINCIPAUX ESSAIS DE LABORATOIRE

Teneur en eau des matériaux fins

Il convient que les matériaux d'emprunt aient une teneur en eau proche de celle de l'optimum Proctor normal. Mais, avant même de connaître cette valeur, on peut indiquer que lorsque les teneurs en eau sont inférieures à 10 ou supérieures à 40, les matériaux ont des caractéristiques médiocres et il peut être délicat de les utiliser comme emprunts.

Analyse granulométrique

Les matériaux qui contiennent plus de 30 % d'éléments inférieurs à 80 μ sont probablement étanches ; avec moins de 15 %, ils ne le sont probablement pas. Avant d'envisager une étanchéité artificielle du remblai, il convient de bien vérifier qu'on ne dispose pas de matériaux susceptibles de constituer un noyau étanche.

Reconnaissance du site			Essais de laboratoire			
Étude initiale	Étude complémentaire de la fondation		Teneur en eau	Identification	Compactage des emprunts	Comportement
Tranchées (ou puits) à l'aide d'une pelle hydraulique (profondeur d'investigation minimale de 4 m) pour étude de la fondation superficielle et recherche des emprunts. Tarière si zones inaccessibles.	Sondages carottés avec essais d'eau de type LEFRANC (terrain meuble) et LUGEON (roche avec pression max. de 3 fois la hauteur d'eau de la retenue).	Autres <u>essais in situ</u> (pénétromètre, scissomètre, pressiomètre, géophysique...).	Effectuée sur chaque échantillon prélevé (d'un poids minimum de 2 kg)	<u>Limites d'Atterberg</u> des matériaux suffisamment fins et <u>granulométrie</u> (éventuellement teneur en matières organiques, essai au bleu de méthylène, minéralogie, teneur en gypse).	(+identification) <u>Proctor Normal</u> PN et poids spécifique (échantillon d'au moins 20 Kg à prélever).	(+identification et + PN si emprunts). <u>Triaxiaux</u> non drainés consolidés CU et non consolidés UU, <u>compressibilité</u> pour matériaux fins. Boîte de cisaillement pour matériaux grossiers. <u>Perméabilité</u> .
Prélèvement d'échantillons remaniés et aussi intacts en fondation si matériaux fins.						

Tableau 1 - Études géotechniques d'un barrage en remblai

Limites d'Atterberg

Les matériaux fins dont l'*indice de plasticité* est supérieur à 35 posent non seulement des problèmes de stabilité mais également de tassement, de gonflement et de mise en œuvre.

Proctor Normal

À l'optimum (OPN), le degré de saturation est généralement compris entre 80 et 90 %, et la contrainte de préconsolidation se situe entre 100 et 200 kPa dans la grande majorité des cas.

Par rapport à la teneur en eau optimale, la teneur en eau de mise en place des matériaux ne doit pas s'en écarter de plus de 2 ou 3 points (côté sec et côté humide) et même quelquefois moins.

Essais triaxiaux non consolidés non drainés

Ces essais permettent d'obtenir les caractéristiques dites non drainées : cohésion c_{uu} et frottement interne φ_{uu} .

En fondation, si la couche meuble la plus médiocre (en général saturée ou presque et donc $\varphi_{uu} = 0$ ou très faible) a une valeur de cohésion non drainée c_{uu} de 20, 40, 60, 80, 100 kPa (des valeurs supérieures à 100 kPa sont peu courantes), on peut respectivement construire un barrage de hauteur 5, 10, 15, 20, 25 mètres sans avoir à élargir sensiblement sa base, par rapport au même ouvrage qui serait fondé sur du rocher.

Pour le remblai, plus le matériau est humide (par rapport à l'OPN), plus la résistance au cisaillement est faible et c_{uu} de l'ordre de 50 kPa (avec $\varphi_{uu} = 0$) correspond à la limite d'utilisation du matériau. Côté sec on a souvent c_{uu} supérieur à 100 kPa et φ_{uu} supérieur à 10° .

Essais triaxiaux consolidés non drainés (ou drainés)

Ces essais permettent d'obtenir les caractéristiques granulaires : cohésion c' et frottement interne φ' .

Les matériaux fins intacts ou compactés ont des valeurs de cohésion c' et d'angle de frottement interne φ' rarement hors des limites suivantes : 5 à 30 kPa pour c' et 15° à 40° pour φ' , soit une fourchette de 25 kPa et de 25° . La nature des matériaux a une influence importante sur ces valeurs. On peut obtenir des caractéristiques qui sont toutes les deux soit très médiocres (exemple : $c' = 10$ kPa et $\varphi' = 20^\circ$), soit excellentes (exemple : $c' = 25$ kPa et $\varphi' = 35^\circ$). Il est à noter toutefois que l'estimation est bien moins précise que celle de φ' .

CHOIX DU TYPE DE BARRAGE EN TERRE

Si l'on dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné (type 1) s'impose comme la plus économique. Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision. Par exemple, on pourra réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval ; ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement comme les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné (type 2) avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle (type 3). Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géomembrane et la paroi moulée.

Un réajustement des caractéristiques des matériaux disponibles sur place par criblage, addition de bentonite, séchage ou humidification peut éventuellement être envisagé. Modifier la teneur en eau d'un matériau très argileux est une opération difficile et donc onéreuse. Elle nécessite un contrôle soigné et permanent, ce qui est difficile dans le cas des petits barrages.

TRAITEMENT DE LA FONDATION DE L'OUVRAGE

La zone d'assise du barrage doit toujours être décapée d'au moins 0,50 mètre pour éliminer la terre végétale.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux meubles de la fondation (alluvions, colluvions, éluvions) sont souvent suffisantes pour supporter un remblai d'une hauteur inférieure à une dizaine de mètres. Une étude approfondie doit être entreprise pour une hauteur de remblai supérieure à une vingtaine de mètres. Lorsque la fondation pose un problème de stabilité (*voir p. 82*), la solution consiste, soit à purger soit à élargir sensiblement la base du remblai. Il est peu courant de mettre en place un dispositif de drainage destiné à accélérer la consolidation de la fondation meuble.

La nature des matériaux à l'interface remblai-fondation peut nécessiter la mise en place d'un filtre. Les règles de cet aménagement figurent en page 77 (*voir Filtres et drains*).

Le tassement d'une fondation meuble dû au poids du remblai est évalué à l'aide des essais de compressibilité. Après construction, il ne devrait pas excéder en général 5 % de l'épaisseur totale des couches compressibles.

Des dispositifs d'étanchéité et de drainage sont à mettre en place afin d'obtenir un débit de fuites acceptable et d'éviter tout risque de renard (érosion interne régressive) et de sous-pression à l'aval.

ÉTANCHÉITÉ DE LA FONDATION

On peut considérer les trois cas suivants pour les barrages de types 1 et 2 (homogènes et zonés) :

- ◆ *cas d'une fondation constituée de matériaux peu perméables* : il est recommandé d'exécuter une clé d'étanchéité en matériaux argileux compactés afin de tenir compte de la fissuration superficielle et d'hétérogénéités éventuelles. Les dimensions de cette clé sont :
 - largeur minimale à la base de 3 mètres (largeur des engins) ;
 - pentes de l'ordre de 1/1 ;
 - profondeur de plusieurs mètres avec un minimum de 2 mètres par rapport au terrain naturel (*voir photo 1 p. 1*).

◆ *cas d'une fondation où la présence de couches perméables n'a été mise en évidence que jusqu'à une profondeur de quelques mètres* : la clé d'étanchéité doit les barrer et être ancrée dans le niveau étanche ; si ce dernier est le rocher sain, après son nettoyage et une régularisation éventuelle de sa surface, la mise en place d'une première couche d'épaisseur décimétrique constituée d'argile humide (OPN + 2 ou 3) permet d'assurer un bon contact ; il peut être nécessaire d'interposer un filtre entre la face aval de la clé et les matériaux perméables de la fondation.

◆ *cas d'une fondation perméable jusqu'à une profondeur importante* : les injections sont utilisables aussi bien dans le cas d'une fondation meuble que dans celui de massifs rocheux plus ou moins fissurés, les produits d'injection étant adaptés au matériau traité (coulis bentonite-ciment, coulis spéciaux) ; la coupure comporte le plus souvent trois lignes de forages en quinconce ; comme l'injection ne peut être efficace en surface, soit on recoupe les premiers mètres injectés par une clé d'étanchéité, soit on traite à partir d'une certaine hauteur de remblai.

L'autre technique d'étanchéité est la paroi moulée en coulis auto-durcissable bentonite-ciment ou en béton plastique ; cette solution est assez classique dans les terrains meubles ; elle est aussi possible dans les fondations rocheuses selon la technique, plus coûteuse, de l'hydrofraise. Elle peut entraîner des désordres si des déplacements importants se produisent, par exemple le poinçonnement inverse du remblai dans le cas d'un fort tassement de la fondation meuble (risque aussi d'un frottement latéral excessif) ; si elle est située au pied amont du remblai, la paroi peut subir un cisaillement important dans sa partie supérieure.

En ce qui concerne les barrages de type 3 (étanchés), la liaison entre l'étanchéité du remblai et celle de la fondation est délicate, sauf dans le cas où une paroi moulée assure depuis la crête toute l'étanchéité (voir p. 82).

Lorsque l'étanchéité de la retenue ne peut pas être réalisée par une coupure au droit du barrage, la solution consiste à étancher la cuvette totalement ou partiellement à l'aide d'une géomembrane (voir p. 81) ou d'un tapis en matériaux argileux compactés (au minimum deux couches d'épaisseur de 0,20 mètre chacune), ces derniers étant à protéger contre tout risque de dessiccation. Ces techniques conduiront nécessairement à un prix élevé du m³ d'eau stockée.

En ce qui concerne le support il faut :

- ◆ respecter les conditions de filtres (voir p. 77) dans le cas du tapis amont ;
- ◆ éliminer les aspérités susceptibles de perforer la géomembrane ;
- ◆ éviter tout risque de sous-pression, notamment gazeuse, sous la géomembrane.

DRAINAGE DE LA FONDATION

En ce qui concerne le drainage des écoulements provenant de la fondation, la solution la plus satisfaisante consiste à mettre en place un tapis drainant à la base de la recharge aval, au contact remblai - fondation, jusqu'au drain vertical ou incliné situé dans la zone centrale du remblai (voir p. 78).

Ce tapis, qui peut être compartimenté afin de connaître le comportement de chaque zone délimitée, est à mettre en place lorsqu'il s'agit d'un ouvrage important ($H^2\sqrt{v} > 700$). Pour les barrages plus modestes ($H^2\sqrt{v} < 700$), et si les conditions géologiques le permettent, ce tapis drainant peut être réduit en étant mis en place en bandes drainantes (notamment sur les zones jugées les plus sensibles des versants). Il ne peut être complètement supprimé que pour les très petits ouvrages dont $H^2\sqrt{v} < 100$ à condition que la fondation soit suffisamment étanche. L'épaisseur des couches doit permettre d'évacuer le débit prévu, l'épaisseur minimale de chaque couche granulaire horizontale étant de 0,20 mètre (drain et filtre).

S'il y a en fondation une couche superficielle peu perméable, qui recouvre une couche qui l'est beaucoup plus et dont la face supérieure est située à une profondeur inférieure à $H/3$, il est préconisé d'exécuter des puits de décompression¹ (équipés en général de piézomètres) au pied aval du barrage, à raison d'un tous les 10 à 25 mètres. Le puits de décompression doit être protégé par un matériau filtrant vis-à-vis du matériau peu perméable environnant.

CONCEPTION DU REMBLAI

Suivant les matériaux exploitables, le remblai est d'un des trois types précisés en pages 67 et 70 (homogène, zoné, étanché).

73

PROFIL, LARGEUR EN CRÊTE, REVANCHE

La pente maximale des talus recommandée est de $1/2$. Toutefois, des pentes plus fortes sont possibles dans le cas de talus en matériaux grossiers sans fines (graviers, cailloux, blocs).

La largeur en crête L est en général déterminée par l'une des formules suivantes où H est la hauteur du remblai en mètres :

$$L = 1/3 H$$

$$L = 1,65 H^{1/2}$$

$$L = 3,6 H^{1/3} - 3$$

avec $L = 3$ m comme valeur minimale, afin de permettre la circulation des engins. Le compactage des dernières couches peut nécessiter une largeur supérieure.

La largeur en crête dépend aussi de l'utilisation de cette dernière (chemin, route). Pour les barrages zonés, elle dépend également du nombre de zones au niveau de la crête.

1. Les puits de décompression doivent pouvoir être entretenus.

Les largeurs minimales suivantes sont proposées :

$H^2\sqrt{V}$	< 100	entre 100 et 300	> 300
L minimum	3 m	4 m	5 m

Tableau 2 - Largeur minimale en crête

En ce qui concerne la revanche R qui est la différence de cote entre les PHE (Plus Hautes Eaux correspondant à la crue de projet) et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues, il existe plusieurs formules basées notamment sur la vitesse du vent U et la longueur du plan d'eau (ou fetch) F, qui permettent d'abord de calculer la hauteur des vagues h (en considérant la direction la plus défavorable pour le couple F, U). Il est proposé de retenir la formule de BRETSCHNEIDER¹ qui est adaptée aux retenues modestes (superficie < 100 ha). Cette formule tient compte de la profondeur de l'eau D à proximité du barrage (voir tableau 4 p. 75). La valeur de U est la vitesse du vent trentenaire de durée une heure. La vitesse de propagation des vagues v peut être évaluée par la formule de GAILLARD :

$$v = 1,5 + 2 h \text{ où } h \text{ en m et } v \text{ en m/s.}$$

$$\text{La revanche est prise égale à } R = 0,75 h + \frac{v^2}{2g} \text{ où } g = 9,81 \text{ m/s/s.}$$

Il est préconisé une valeur minimale de la revanche R en remblai (sécurité aussi vis-à-vis des PHE, du tassement, d'une fissuration amont-aval de la crête) en fonction de $H^2\sqrt{V}$, ce minimum étant pris égal à $(H^2\sqrt{V})^{1/4}/4$. Des résultats se trouvent dans le tableau 3. Bien entendu, si les calculs à l'aide des formules de BRETSCHNEIDER et GAILLARD, donnent une valeur supérieure de la revanche, c'est cette dernière qu'il faut retenir. Dans ce cas, un parapet souple (par exemple en gabions) peut éventuellement assurer la protection entre R minimum (tableau 3) et R calculée.

Lorsque le remblai est zoné et comporte un noyau étanche avec une recharge amont perméable, ce dernier doit au moins atteindre la cote [PHE + 0,5 R_{min}].

$H^2\sqrt{V}$	5	30	100	300	700	1 500
R minimum en m (remblai)	0,40	0,60	0,80	1,05	1,30	1,55

Tableau 3 - Revanche minimale en remblai en fonction de $H^2\sqrt{V}$

Il faut tenir compte du tassement des fondations (voir p. 71 et s.) et du tassement du remblai qui se produisent essentiellement pendant une période de quelques mois à quelques années après la fin des travaux et donc réaliser une contre-flèche en crête (au-dessus des PHE ; on a donc R + contre-flèche qui diminue avec le temps). Pour le remblai seul, le tassement après construction peut être estimé à 1 % de sa hauteur (et même moins pour les hauteurs inférieures à 15 mètres). Une contre-flèche optique qui permet d'améliorer l'aspect visuel peut être ajoutée. Dans le cas d'un barrage zoné, le noyau doit avoir la même contre-flèche.

1. Voir *Bibliographie*, pp.111-112, note 1.

PROTECTION DES PAREMENTS ET DE LA CRÊTE

La mise en place d'une couche de grave sur la crête permet notamment d'éviter la formation d'ornières dues au passage de véhicules et la dessiccation des dernières couches argileuses compactées.

Le dimensionnement de la protection du talus amont (y compris la couche d'assise) doit tenir compte de l'effet des vagues et du type de protection choisie. Le bulletin n° 91 de la C.I.G.B. édité en juin 1993, traite spécifiquement de la protection du talus amont des barrages en remblai et on pourra utilement s'y référer.

Ce bulletin fournit des règles de dimensionnement des protections en rip-rap déversé (masse médiane des blocs, granulométrie, épaisseur de la couche, épaisseur et granulométrie de la couche d'assise, qualité des matériaux). Il décrit également dans le détail les spécifications concernant les protections en :

- ◆ sol-ciment ;
- ◆ dalles de béton coulées en place ;
- ◆ blocs de béton préfabriqués (pavés auto-bloquants) ;
- ◆ béton bitumineux.

L'action des vagues dépend essentiellement de la dimension de la retenue et de sa localisation géographique (rose des vents). Le choix du type de protection et son dimensionnement sont donc indépendants de la hauteur du barrage. De ce point de vue, les barrages de faible hauteur ne peuvent être considérés comme des cas spécifiques que si la retenue est de faible surface.

Le calcul de la hauteur des vagues h est effectué comme indiqué précédemment en p. 74 et dans le tableau 4 ci-dessous.

En fonction de la hauteur des vagues h, le tableau 5 (voir p. 76) donne la dimension préconisée de la protection classique en enrochements : épaisseur e de la couche

U : vitesse du vent (m/s)

D : profondeur de l'eau (m)

F : longueur du fetch (m)

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

$$h = 0,26 \cdot \text{th} \left[0,578 \cdot \left(\frac{g \cdot D}{U^2} \right)^{3/4} \right] \cdot \text{th} \left[\frac{0,01 \cdot \left(\frac{g \cdot F}{U^2} \right)^{1/2}}{\text{th} \left[0,578 \cdot \left(\frac{g \cdot D}{U^2} \right)^{3/4} \right]} \right] \cdot \frac{U^2}{g}$$

U	20					25					30					35				
D \ F	300	600	1 000	2 000	3 000	300	600	1 000	2 000	3 000	300	600	1 000	2 000	3 000	300	600	1 000	2 000	3 000
5	0.28	0.39	0.50	0.67	0.78	0.35	0.49	0.61	0.81	0.94	0.42	0.58	0.73	0.96	1.10	0.49	0.67	0.84	1.09	1.24
10	0.29	0.40	0.51	0.71	0.86	0.36	0.50	0.64	0.88	1.06	0.43	0.60	0.76	1.05	1.25	0.50	0.70	0.89	1.21	1.44
15	0.29	0.40	0.52	0.73	0.88	0.36	0.50	0.65	0.90	1.09	0.43	0.60	0.77	1.08	1.30	0.50	0.70	0.90	1.25	1.50
20	0.29	0.40	0.52	0.73	0.89	0.36	0.51	0.65	0.91	1.11	0.43	0.61	0.78	1.09	1.32	0.50	0.71	0.91	1.27	1.53
25	0.29	0.41	0.52	0.73	0.89	0.36	0.51	0.65	0.92	1.11	0.43	0.61	0.78	1.10	1.33	0.50	0.71	0.91	1.28	1.55

Tableau 4 - Hauteur des vagues h en m

d'embrochements (mesurée perpendiculairement au parement) et diamètre d_{50} tel que 50 % en poids des blocs aient un diamètre égal ou supérieur à d_{50} . La dimension des plus gros blocs est limitée à e . Les éléments les plus petits n'ont pas un diamètre inférieur à 0,10 mètres.

Hauteur des vagues h (m)	Épaisseur e (m)	d_{50} des blocs (m)
0,30	0,30	0,20
0,55	0,40	0,25
0,80	0,50	0,30
1,05	0,60	0,40
1,30	0,70	0,45
1,55	0,80	0,50

Tableau 5 - Dimension de la protection amont en embrochements

La couche d'assise du rip-rap a pour objet de protéger le remblai contre les effets hydrodynamiques des vagues et contre l'érosion. Pour les vagues de hauteur inférieure à 1,50 mètres environ, son épaisseur est de 0,15 à 0,30 mètre. La couche d'assise doit respecter les conditions de filtre (*voir p. 77*) vis-à-vis de la couche de rip-rap. La couche d'assise granulaire pourra être remplacée par un géotextile anti-poinçonnement dans le cas où le matériau du remblai n'est pas très érodable.

76

Pour un petit barrage, la superficie du plan d'eau devient souvent très réduite lorsque la retenue est presque vide. De plus, la période pendant laquelle la retenue est à un niveau bas dure en général quelques semaines seulement (cas des barrages destinés à l'irrigation en fin d'été). Dans de tels cas on peut envisager de ne pas protéger la partie basse du talus amont. Une risberme doit alors être aménagée à la base de la partie supérieure protégée. Cette risberme sert de point d'appui pour la couche de protection qu'elle dépasse horizontalement vers l'amont d'un mètre minimum. La cote de la risberme doit être inférieure d'au moins 2 h au niveau normal des eaux (h = hauteur des vagues).

Une protection partielle du talus amont est bien sûr envisageable, selon la même technique, pour les barrages à faible marnage (plans d'eau de loisirs, barrages de dérivation...)(*voir photos 11-12*). Dans ce cas, une protection par des végétaux peut être prévue si la hauteur des vagues est inférieure à 0,50 mètre. Il faut alors réaliser dans la zone de marnage une risberme large à faible pente (1/10) sur laquelle sont plantées des espèces végétales adaptées. Le développement d'arbres est bien entendu à éviter absolument.

Pour les très petites retenues (*fetch* de quelques centaines de mètres et orientation du parement favorable), il peut être tenté de ne réaliser aucune protection amont. Il est toujours possible d'intervenir après une dégradation du parement.

Le talus aval d'un barrage en remblai doit être protégé contre les effets de ruissellement des eaux de pluies. L'enherbement du talus aval est la solution adoptée de façon quasi systématique sur les petits barrages en France métropolitaine (*voir photo 14 p. V*). La couche de terre végétale de 0,15 mètre d'épaisseur environ est mise en place à la pelle mécanique et/ou au boteur.

Pour des remblais de hauteur supérieure à 12 mètres environ, il est recommandé de prévoir une risberme intermédiaire à mi-hauteur du talus aval (*voir photo 13 p. V*). Pour des remblais de hauteur supérieure à 15 mètres, cette recommandation devient une quasi-exigence. Cette risberme a le double intérêt :

- ◆ de limiter les effets du ruissellement le long de la pente ;
- ◆ de permettre un accès à mi-hauteur du talus à des piézomètres ainsi que pour les opérations d'épandage de la terre végétale, d'engazonnement et d'entretien ultérieur.

L'enherbement du talus aval peut être facilité par l'utilisation de nattes de géotextiles synthétiques ou naturels dans lesquelles sont incorporés semences, engrais et substrat de paille. On peut également utiliser des géosynthétiques en nid d'abeilles posés sur le corps du remblai et dont on emplit les alvéoles avec la terre végétale. Ces techniques sont à recommander en climat méditerranéen où les périodes de forte sécheresse et les averses intenses rendent l'enherbement plus délicat. Les variétés arbustives sont à proscrire dans tous les cas.

FILTRES ET DRAINS¹

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

Nature des matériaux granulaires

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont les suivants :

- ◆ mesure du coefficient de friabilité des sables ;
- ◆ essai Los Angeles (chocs) et essai Micro-Deval (usure) pour les graviers ;
- ◆ équivalent de sable, essai au bleu de méthylène (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc une fissuration du matériau), teneur en matières organiques.

Les matériaux calcaires sont à éviter.

Les critères granulométriques à retenir sont les suivants (les deux premiers sont issus des règles de TERZAGHI élaborées pour des matériaux granuleux uniformes) :

- ◆ $\frac{d_{15} F}{d_{85} M} < 5$ avec F pour le filtre et M pour le matériau plus fin à protéger (le filtre doit empêcher la migration des particules) ;
- ◆ filtres et drains relativement uniformes (pour éviter ségrégation et assurer stabilité interne) ; règle préconisée $2 < \frac{d_{60}}{d_{10}} < 8$;
- ◆ moins de 5 % d'éléments inférieurs à 80 μ et d_{15} des sables $> 0,1$ mm (en appliquant la formule de VAUGHAN et SOARES $k = 0,35 d_{15}^2$ où k en cm/s et d_{15} en mm on obtient pour $d_{15} = 0,1$ mm une perméabilité $k = 3,5 \times 10^{-5}$ m/s, ce qui est une valeur limite pour un matériau drainant).

1. Voir *Bibliographie*, pp.111-112, note 2.

Dans le cas d'un sol très fin le premier critère $d_{15} F < 5 d_{85} M$ n'est pas utilisable ; il est alors recommandé de prendre un sable 0 - 5 mm en appliquant les autres critères, à condition toutefois qu'il ne s'agisse pas d'argiles dispersives (rarement rencontrées en France métropolitaine).

Dans le cas d'un sol très gradué, avec $d_{60}/d_{10} > 16$, le filtre contigu à ce matériau doit être déterminé avec le d_{85} de la partie inférieure de la courbe granulométrique du sol, après le changement de pente (voir figure 1).

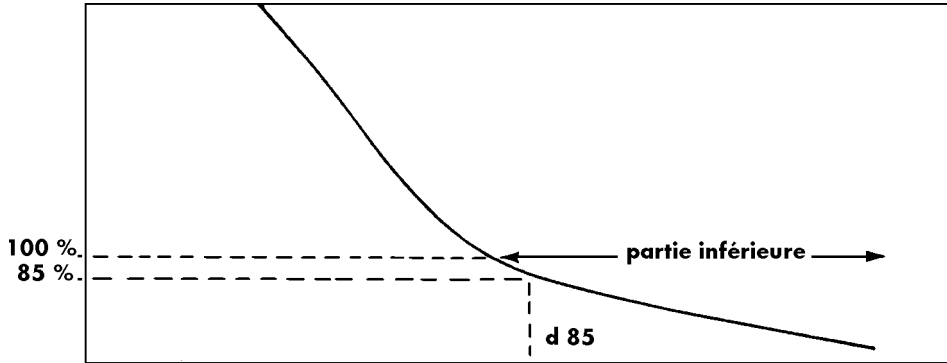


Fig. 1 - Exemple d'un sol très gradué

Dispositif drainant du remblai

Pour un barrage homogène, il est constitué de deux parties (voir figure 2 ci-contre) :

- ◆ un drain cheminée vertical continu, en sable 0 - 5 mm, de la base du remblai jusqu'au niveau normal des eaux + 0,20 à 0,30 mètre pour éviter tout risque de contournement, sous la crête près du parement aval ; ce drain est généralement obtenu en recrusant à la pelle le remblai toutes les 5 ou 6 couches compactées et en y déversant le sable avec soin (voir photo 2, p. 1) ;
- ◆ une évacuation vers l'aval, si possible indépendante du tapis drainant ou des bandes drainantes (voir p. 72), surtout si le remblai n'est pas constitué de matériaux très étanches ; elle consiste en des cordons en matériaux granuleux (en général du gravier entouré de sable ou d'un géotextile) de section totale très largement suffisante pour évacuer le débit prévisible ; pour les petites retenues dont $H^2\sqrt{V} < 100$ ces cordons peuvent être remplacés par des collecteurs plastiques non perforés, diamètre extérieur 100 mm (type adduction d'eau), pente minimale 1/100, un tous les 25 mètres, quatre au minimum, raccordés à un collecteur perforé situé à la base du drain cheminée ; la mise en place des tuyaux doit être soignée pour éviter tout risque de déboîtement entre tronçons d'une part et d'écrasement d'autre part ; en outre, l'exécution d'un regard à l'extrémité aval de chaque collecteur aveugle facilite la surveillance et l'entretien.

Il est proposé de diminuer l'épaisseur du drain cheminée (minimum de 0,50 m) au fur et à mesure de la montée du remblai en fonction de la valeur de $H^2\sqrt{V}$ correspondant à la cote inférieure de la tranche considérée (drain cheminée avec deux ou trois épaisseurs en tout). Le tableau 6 (ci-contre) donne les valeurs de l'épaisseur minimale préconisée. Cette der-

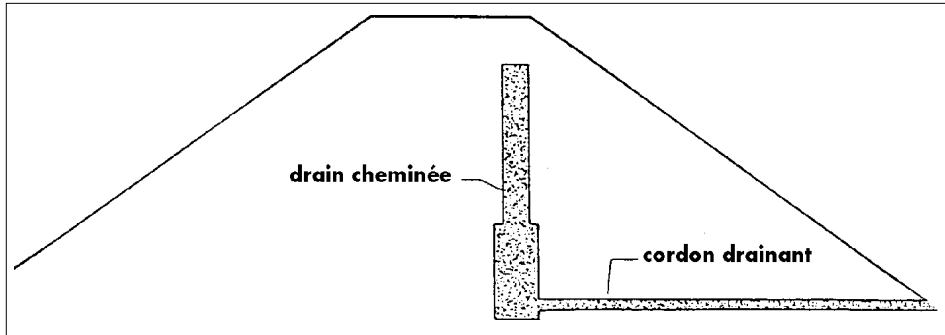


Fig. 2 - Dispositif drainant d'un remblai argileux homogène

nière est, en général, largement surabondante en ce qui concerne le débit des infiltrations, mais elle permet d'avoir une sécurité à long terme vis-à-vis d'un colmatage partiel par des fines et /ou par des carbonates. La nature des matériaux du remblai peut conduire à adopter des épaisseurs plus importantes. Les largeurs de godet disponibles sont aussi à prendre en compte.

$H^2\sqrt{V}$	< 30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1 500
Épaisseur en m	0,50	0,80	1,00	1,20	1,50

Tableau 6 - Épaisseur minimale du drain cheminée en sable
(H et V correspondent à l'altitude considérée)

Dispositif drainant des barrages zonés

Il sépare la zone étanche de la recharge aval. Son épaisseur dépend notamment du nombre de couches nécessaires au respect des conditions de filtre.

Utilisation des géotextiles comme filtre ou drain¹

Les géotextiles sont des nappes de fibres souples, résistantes et perméables. Il existe plusieurs produits, chacun d'eux pouvant assurer une ou plusieurs fonctions (filtre, drain, protection contre le poinçonnement...). Des applications ont été mentionnées précédemment.

Bien entendu, il est fondamental de ne pas considérer le géotextile comme un produit passe-partout (un géotextile capable de supporter sans déchirure la pose d'enrochements, n'a pas grand chose à voir avec un géotextile utilisé comme filtre).

Dans un barrage, les géotextiles sont le plus souvent utilisés pour participer à l'évacuation des eaux de percolation en intervenant comme filtre de protection d'un matériau granulaire drainant (voir photo 9 p. IV). Toutefois, la mise en place d'un géotextile pour protéger un drain cheminée n'est pas aisée. Dans ce cas, une solution alternative consiste à construire le remblai en deux étapes, afin de mettre en place le géotextile entourant le drain sur un parement incliné stable à court terme (voir figure 3, p. 80).

1. Voir *Bibliographie*, pp.111-112, notes 3 et 4.

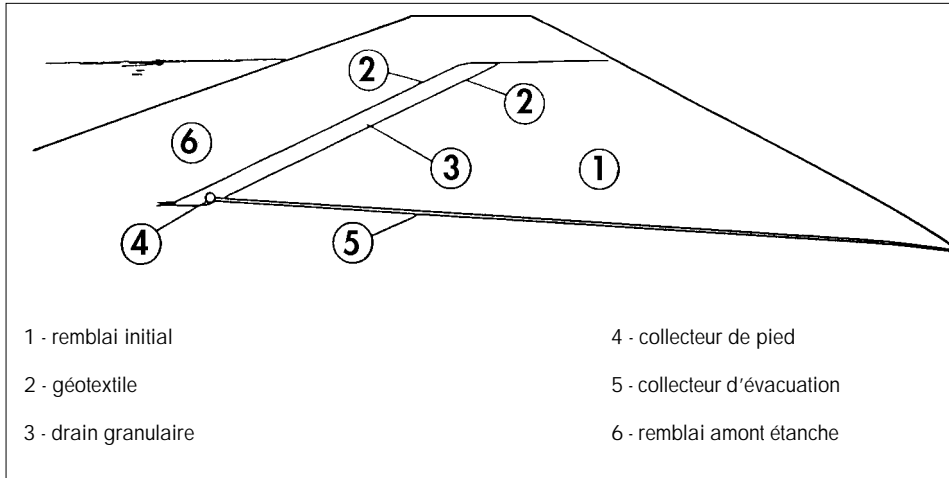


Fig. 3 - Drain granulaire incliné entouré par un géotextile

Il existe aussi des géotextiles composites capables d'évacuer dans leur plan des débits relativement importants. Ils sont alors constitués d'une nappe drainante prise en sandwich entre deux nappes filtrantes. Ce produit peut remplacer un drain cheminée de petit barrage à condition toutefois qu'il puisse évacuer un débit suffisant, malgré la diminution de son épaisseur due aux contraintes qu'il subit dans le remblai. Le géocomposite est mis en place en zig-zag de la façon suivante (voir figure 4) :

80

- ◆ le remblai est édifié en compactant alternativement des couches à l'amont puis à l'aval du système drainant ;
- ◆ lorsque la zone (1) est compactée, un premier panneau de géocomposite est installé et raccordé au collecteur de pied, la largeur excédentaire étant rabattue vers l'amont ;
- ◆ la zone (2) est compactée, puis le géocomposite libre est rabattu vers l'aval ;
- ◆ la zone (3) est compactée et ainsi de suite.

L'expérience étant à ce jour limitée à de très petits ouvrages, il n'est pas conseillé de l'utiliser lorsque $H^2\sqrt{\nu}$ est supérieur à 300.

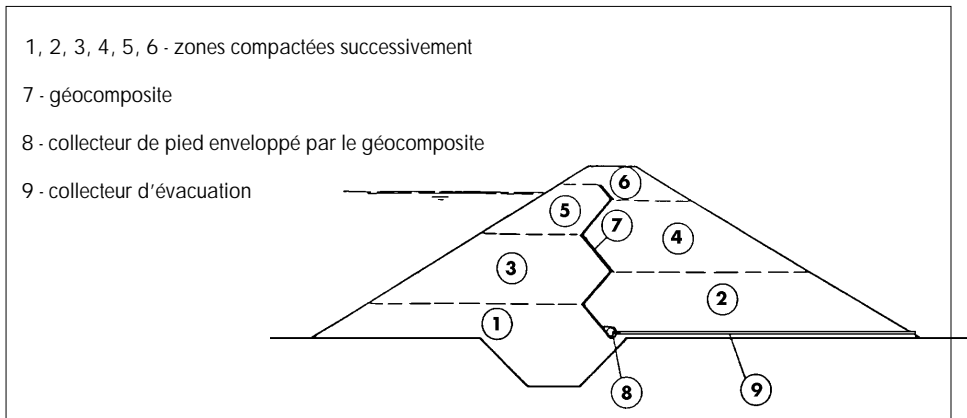


Fig. 4 - Drainage vertical assuré par un géotextile composite

ÉTANCHÉITÉS ARTIFICIELLES

Les géomembranes¹ (voir photo 10 p. IV)

Les géomembranes sont des produits étanches, minces, souples, continus dont l'épaisseur est d'un mm au minimum. Les produits commercialisés sont très variés. Les principales catégories sont :

- ◆ les géomembranes bitumineuses (bitumes soufflés ou modifiés par ajout de polymères) ;
- ◆ les géomembranes plastomères : PVC (polychlorure de vinyle), PEHD (polyéthylène haute densité)...
- ◆ les géomembranes élastomères : butyl, EPDM (éthylène propylène diène monomère)...

Une bonne conception et une pose soignée permettent d'assurer une bonne tenue dans le temps de ce produit dont les premières applications datent de la fin des années 60.

Les géomembranes sont fabriquées en usine et livrées en rouleaux (appelés lés) de quelques mètres de largeur ou en panneaux préassemblés en atelier de 200 à 1 000 m². Les raccordements des lés ou des panneaux sont réalisés sur le site par soudure ou par collage. Cette opération doit être réalisée avec grand soin en respectant certaines règles selon les produits (exemple : limites de température). Sur un parement de barrage, les joints horizontaux sont à proscrire à cause de leur plus faible résistance vis-à-vis des efforts de traction susceptibles de se développer.

En ce qui concerne le support de la géomembrane, deux éléments sont à considérer :

- ◆ le risque de poinçonnement, de déchirure, dû à un support trop agressif, soit dès la pose, soit ultérieurement sous l'effet du poids de l'eau ; en plus d'une recherche d'amélioration de la surface du support granulaire, il est souvent ajouté un géotextile de protection, indépendant ou bien associé en usine à la géomembrane ;
- ◆ le risque de sous-pressions lors d'une vidange dû à des fuites toujours possibles et à un matériau de remblai insuffisamment perméable ; une couche bien drainante continue sous la géomembrane et des exutoires à la base du remblai permettent l'évacuation des eaux au pied aval du barrage.

Dans le cas des bassins étanchés à l'aide d'une géomembrane, il faut aussi mettre en place un dispositif d'évacuation des gaz susceptibles de se former sous cette dernière.

La protection superficielle contre le rayonnement ultraviolet et contre le piétinement, le battillage, les corps flottants et le vandalisme est assurée par des enrochements ou des dalles en béton. Une transition est nécessaire pour protéger la géomembrane, des géotextiles remplissant bien cette fonction.

Il est important de bien s'assurer de la stabilité au glissement des différentes interfaces et d'éviter toute mise en traction de la géomembrane.

Il est tout à fait envisageable de ne pas protéger superficiellement les géomembranes des petits barrages, ce qui implique toutefois un minimum de surveillance ; les réparations sont aisées mais les géomembranes sont plus vulnérables, leur vieillissement est plus rapide et toute sortie de l'eau d'une personne ou d'un animal tombé accidentellement peut être très

1. Voir *Bibliographie*, pp.111-112, notes 5 et 6.

difficile. Une clôture est donc nécessaire. Cette solution facilite énormément la surveillance et la réparation.

Il convient d'ancrer la géomembrane au-dessus des plus hautes eaux, au moins à la cote $PHE + 0,5 R_{\min}$ (voir tableau 3, p. 74). Un raccordement adéquat est à prévoir, d'une part en pied de talus avec le dispositif d'étanchéité de la fondation et, d'autre part avec les structures rigides (évacuateur de crues, vidange).

Lorsque les matériaux disponibles sont semi-perméables à peu perméables, il peut s'avérer intéressant de placer la seule géomembrane à l'intérieur du talus amont ; la recharge amont, d'une épaisseur suffisante vis-à-vis des sous-pressions, doit être mise en place avec précaution sur la géomembrane dont les deux faces doivent avoir un frottement suffisamment élevé ; les fuites éventuelles sont alors contrôlées à l'aide d'un drain cheminée classique et la géomembrane a finalement un rôle d'étanchéité complémentaire.

Paroi moulée

Le principe général consiste à mettre en place, une fois le remblai achevé, une paroi moulée centrale. Celle-ci traverse l'ensemble du remblai et la partie meuble de la fondation. La tranchée, large de 0,80 à 1 mètre, est remplie d'un coulis auto-durcissable (bentonite, ciment, eau).

Cette technique nécessite que le matériau qui entoure la paroi ne soit pas trop perméable pour éviter de trop fortes pertes de coulis avec les risques correspondants d'éboulement de la paroi. On pourra donc être amené à réaliser un pseudo-noyau en matériaux peu grossiers à granulométrie continue au centre d'un barrage en matériaux grossiers.

Ce type d'étanchéité artificielle peut s'avérer avantageux comparé aux géomembranes, si les appuis du barrage sont très raides car le chantier de traitement de la fondation est alors compliqué.

Il faut cependant concevoir le remblai pour qu'il puisse supporter une crue sans dommage avant que la paroi ne soit construite. La dérivation provisoire doit donc être dimensionnée de sorte que le remblai ne soit pas mis en charge. Si cela n'est pas possible, les filtres et drains doivent être largement dimensionnés pour éviter toute érosion interne lors d'une crue de chantier.

ANALYSE DE STABILITÉ

LES ACTIONS

L'analyse de stabilité d'un barrage en remblai peut se décomposer en deux parties :

- ◆ la détermination des actions auxquelles est soumis l'ouvrage ;
- ◆ l'analyse des combinaisons de ces actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Détermination des actions

- ◆ *action permanente* : le poids propre du remblai ;
- ◆ *action variable* : la pression interstitielle ou la poussée de l'eau de la retenue, en fonction de la charge sur le déversoir ;
- ◆ *action accidentelle* : les séismes.

Les combinaisons des actions

Pour le calcul des petits et moyens barrages, on envisage le plus souvent trois combinaisons d'actions :

- ◆ le poids propre du remblai et les pressions interstitielles de fin de construction (combinaison quasi permanente) ;
- ◆ le poids propre du remblai et le champ de pression interstitielle induit par une vidange rapide (combinaison fréquente) ;
- ◆ le poids-propre du remblai et le champ de pression interstitielle induit par la retenue à son niveau normal (combinaison quasi permanente) ;

Le cas échéant, l'action d'un séisme (combinaison accidentelle), est aussi à considérer.

CALCULS DE STABILITÉ

S'il n'y a pas de matériaux fins dans la fondation et dans le remblai, on est en présence de deux cas :

- ◆ les matériaux sont très perméables et la stabilité dépend de leur angle de frottement interne φ ;
- ◆ les matériaux sont semi-perméables et il faut aussi tenir compte lors d'une vidange rapide, du réseau d'écoulement et donc des pressions interstitielles.

Dans la suite de ce paragraphe on ne considèrera que les cas où il y a des matériaux fins (vases et tourbes exclues), soit dans la fondation, soit dans le remblai, soit dans les deux. Les matériaux fins conduisent, en général, à pratiquer deux types de calcul de stabilité des talus :

- ◆ un à court terme correspondant à la stabilité en fin de construction, avant consolidation, à l'aide des caractéristiques déterminées à l'essai triaxial non consolidé, non drainé interprété en contraintes totales ;
- ◆ un à long terme, après consolidation, suite à une vidange rapide¹ pour ce qui concerne le talus amont, en contraintes effectives, à l'aide des caractéristiques déterminées à l'essai triaxial consolidé non drainé (ou drainé dans certains cas).

Les méthodes de calcul en rupture circulaire, FELLENIUS, BISHOP (la méthode de FELLENIUS est en général la plus pessimiste) conviennent dans les cas courants. Les méthodes de calcul en rupture non circulaire, SPENCER, perturbations, sont à utiliser dans le cas de certains ouvrages zonés et lorsque la fondation est partiellement (une couche) ou totalement constituée de matériaux peu résistants. Le profil retenu doit assurer la stabilité des

1. le calcul dit « en vidange rapide » est effectué en supposant que la vidange est instantanée, ce qui n'est pas très écarté de la réalité.

deux talus de l'ouvrage, à court terme et à long terme, avec un coefficient de sécurité suffisant, généralement compris entre 1,3 et 2.

Stabilité à long terme (combinaison quasi permanente de retenue pleine ou combinaison fréquente de vidange)

Lors d'une vidange rapide, on peut généralement considérer que la ligne de saturation est horizontale (niveau normal des eaux) dans la zone étanche du remblai (talus amont ou zone centrale) jusqu'au drain cheminée. Cette approximation n'affecte pas sensiblement le résultat du calcul de stabilité qui est également peu affecté par une variation du poids volumique des matériaux. Le coefficient de sécurité F dépend surtout des valeurs de c' et φ'^1 et donc de leur bonne représentativité des matériaux.

Quand il y a plusieurs essais triaxiaux réalisés sur un même type de matériau d'emprunt, c' et φ' de ce dernier sont alors déterminés à partir de la droite de régression de l'ensemble des cercles de rupture représentés par $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ et $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ (voir figure 5, p. 85). On calcule dans un premier temps a et α par ajustements des points de coordonnées $[(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2, (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2]$ pour l'ensemble des essais triaxiaux considérés. Puis c' et φ' en sont déduits comme indiqué sur la figure 5 (ci-contre).

Il est préconisé une approche nouvelle pour le calcul de stabilité à long terme qui s'effectue en trois étapes² :

- ◆ *la première étape* consiste à étudier, d'une façon classique, la stabilité des talus à l'aide des caractéristiques mécaniques c' et φ' de la fondation et du remblai (coefficient de sécurité F voisin de 1,5). Mais il ne faut pas se contenter de ce seul calcul, car une même valeur de F peut être insuffisante dans certains cas et dans d'autres bien suffisante ;
- ◆ *la deuxième étape* proposée consiste à évaluer l'influence de chaque caractéristique mécanique sur le coefficient de sécurité F en diminuant, à tour de rôle, chaque c' de 10 kPa (la borne étant $c' = 0$) et chaque φ' de 5°. Suivant le talus considéré (amont ou aval), on peut ainsi apprécier le poids relatif de chaque caractéristique mécanique sur F ; la baisse d'une seule d'entre elles, de 10 kPa ou de 5°, entraîne une diminution de F de quelques centièmes, donc faible, à quelques dixièmes, donc élevée, la hauteur du remblai et l'épaisseur de fondation meuble ayant une influence plus ou moins sensible. Cela peut conduire à juger nécessaires ou pas des essais complémentaires ou à être plus prudent dans le choix de certaines valeurs. Il est à noter qu'en général F est plus sensible à une baisse de 10 kPa que de 5° pour les barrages d'une dizaine de mètres et moins sensible pour une hauteur de remblai d'une trentaine de mètres ;
- ◆ *la troisième étape* consiste à calculer F en diminuant toutes les caractéristiques mécaniques de 10 kPa et de 5°. Le profil est considéré satisfaisant si F est égal ou légèrement supérieur à 1 pour le talus amont et à 1,2 pour le talus aval qui nécessite une sécurité plus élevée ; si F est sensiblement supérieur à ces valeurs limites on peut raidir le profil et si, par contre, F est inférieur à celles-ci, il faut l'adoucir.

1. c' (cohésion) et φ' (angle de frottement interne), sont les caractéristiques intergranulaires du sol (obtenues à partir de l'essai triaxial consolidé drainé interprété en contraintes effectives).

2. Voir *Bibliographie*, pp.111-112, note 7.

Commentaire : ces valeurs de 10 kPa et de 5° semblent appropriées pour les raisons suivantes :

- ◆ elles correspondent à une sécurité réaliste sur les résultats des essais triaxiaux ; il convient toutefois d'être particulièrement prudent, d'une part avec les caractéristiques prises en compte pour la fondation meuble (hétérogénéités, difficultés du prélèvement des échantillons intacts, influence sur F en général supérieure à celle due aux caractéristiques du remblai) et, d'autre part avec la cohésion des matériaux intacts ou compactés (fonction notamment de la surconsolidation) qui est un paramètre difficile à déterminer avec précision alors que son rôle est important, même s'il diminue avec la hauteur du barrage ; il est à noter que l'interprétation des essais triaxiaux (critère de rupture choisi, alignement des cercles de rupture) conduit à faire évoluer c' et φ' en sens contraire, mais vis-à-vis de la rupture, il est normal d'avoir une sécurité à la fois sur c' et sur φ' ;
- ◆ une baisse simultanée de 10 kPa des cohésions et de 5° des angles de frottement revient souvent à faire passer le coefficient de sécurité de 1,5 à 1 environ ;
- ◆ le calcul de la troisième étape revient à être plus sévère pour la cohésion que pour l'angle de frottement ; avec les valeurs courantes de c' de 10 à 20 kPa et de φ' de 20 à 35°, le calcul classique conduit à faire baisser c' de 3,5 à 6,5 kPa ($c'/1,5$) et φ' de 6,5 à 10° ($\text{tg}\varphi'/1,5$) ; le calcul préconisé entraîne donc, en général, un F du calcul classique (première étape) plus élevé pour les très petits barrages (5 à 15 mètres) que pour les plus grands (20 à 30 mètres) ; en outre, les matériaux médiocres sont plus pénalisés que les bons matériaux.

Dans certains cas, il peut être toutefois retenu d'autres valeurs que 10 kPa et 5°, notamment lorsque les caractéristiques mécaniques sont très faibles ou très élevées.

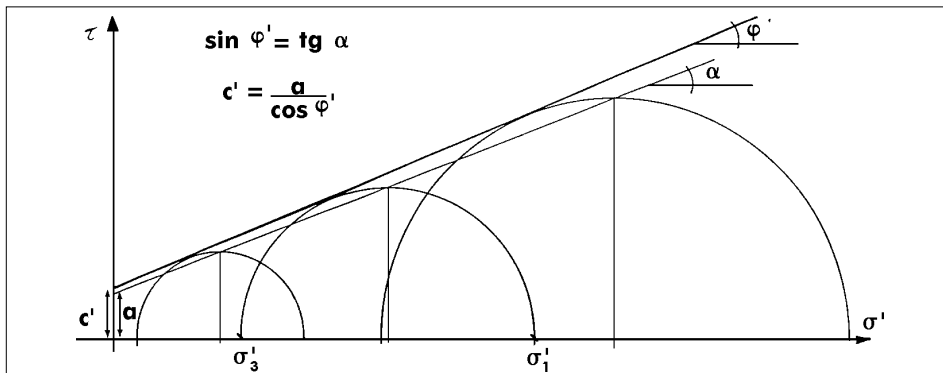


Fig. 5 - Relations entre les sommets des cercles de rupture et la tangente

Stabilité à court terme (combinaison quasi-permanente de fin de construction)

Les problèmes de stabilité à court terme des petits barrages en terre sont dus soit à des matériaux relativement compressibles en fondation, soit à des matériaux argileux du remblai compactés du côté humide de l'OPN, soit aux deux. Ces matériaux, saturés ou proches de la saturation, ont une résistance au cisaillement limitée à c_{uu} ($\varphi_{uu} = 0$)¹.

1. c_{uu} (cohésion) et φ_{uu} (angle de frottement), sont les caractéristiques dites non drainées, obtenues à partir de l'essai triaxial non consolidé non drainé (interprété en contraintes totales).

Cas des fondations compressibles

Pour les petits barrages sur fondation compressible, la construction de banquettes latérales, d'une hauteur de l'ordre de 0,5 H (H = hauteur du remblai) et d'une largeur de quelques mètres à plusieurs fois H, peut constituer une solution plus économique que la purge des matériaux peu résistants de la fondation.

Trois types de rupture sont à considérer : non circulaire, circulaire, au poinçonnement. Dans le cas d'une couche peu résistante mince, seul le calcul en rupture non circulaire est correct ; toutefois, en prenant une épaisseur de fondation meuble peu résistante d'au moins H/3, on obtient en général des résultats relativement proches pour les trois types de rupture.

L'intérêt du calcul au poinçonnement¹ est que seule la résistance au cisaillement de la fondation est prise en compte, ce qui est logique lorsque le remblai est nettement plus résistant que cette dernière. Le coefficient de sécurité est :

$$F = N_c \cdot c_{uw} / \gamma \cdot H$$

avec

γ et H, poids volumique et hauteur du remblai (bien que la largeur en crête soit relativement faible),

c_{uw} = cohésion non drainée de la fondation,

N_c coefficient égal approximativement à $4 + 0,5 L/D$, où L est la largeur moyenne du remblai (à mi-hauteur) et D l'épaisseur de fondation molle (valeur minimale de $N_c = \pi + 2$ soit environ 5).

Un calcul en contraintes effectives ne se justifie que pour les hauteurs de remblai relativement importantes. Les travaux de LEROUÉIL, MAGNAN, TAVENAS² montrent que la pression interstitielle u augmente peu dans la fondation tant que la contrainte verticale effective est inférieure à la contrainte de préconsolidation (consolidation partielle pendant la phase initiale de construction).

Pour la grande majorité des petits barrages sur fondation meuble peu résistante à court terme, le calcul de stabilité avec c_{uw} est satisfaisant (calcul plutôt pessimiste à condition toutefois que la couche la plus médiocre ait été mise en évidence lors des reconnaissances).

Cas des remblais en matériaux argileux humides

Le compactage de matériaux proches de la saturation peut entraîner le développement de fortes pressions interstitielles en fin de construction, même dans le domaine des faibles contraintes. En plus du calcul en contraintes totales à l'aide de c_{uw} , il faut aussi effectuer un calcul en contraintes effectives à l'aide de c' , ϕ' et u .

La pression interstitielle, dont le rôle peut être primordial bien qu'il soit difficile à évaluer avec précision, peut s'exprimer par $u = r_u \cdot \gamma \cdot h$ où r_u est un coefficient inférieur à 1 et où $\gamma \cdot h$ représente la contrainte verticale totale due au poids de la colonne de terre située au-

1. Voir *Bibliographie*, pp. 111-112, note 8.

2. Voir *Bibliographie*, pp. 111-112, note 9.

dessus du point considéré. Lorsque r_u est proche de 1, la résistance au cisaillement se réduit pratiquement à c' .

L'évaluation de l'intensité des pressions interstitielles susceptibles de se développer s'effectue au laboratoire à l'aide d'essais de compression isotrope σ avec mesure de u , ce qui permet de déterminer le coefficient $B = u/\sigma$. Il est à noter qu'en chemin de contrainte, on obtient des résultats équivalents, σ étant la contrainte moyenne $(\sigma_1 + 2 \sigma_3)/3$.

Les essais expérimentaux effectués montrent que de faibles augmentations du degré de saturation (problème du surcompactage) ou de la teneur en eau w peuvent entraîner de fortes hausses de la pression interstitielle. Par contre la valeur de c_{uw} diminue régulièrement quand w augmente.

Il est à noter que près du parement d'un talus (notamment au niveau du pied, d'une risberme, d'un changement de pente), la valeur de r_u est sensiblement plus élevée que celle de B , la contrainte verticale étant plutôt proche de la contrainte principale mineure σ_3 . Par exemple, si la contrainte horizontale $\sigma_1 = 2 \sigma_3$ et $\sigma_2 = \sigma_3$ on obtient $r_u = 1,33 B$. Si tout développement de pressions interstitielles de construction est préjudiciable pour le talus aval, pour le talus amont d'un barrage homogène des valeurs de B jusqu'à 0,35 sont acceptables (la méthode de FELLENIUS correspond en vidange rapide à un r_u d'environ 0,40 à 0,45). Le profil et la structure du remblai sont à adapter aux pressions interstitielles susceptibles de se développer.

Il est intéressant d'effectuer des essais et des calculs de stabilité avec des matériaux compactés au laboratoire, d'une part à une teneur en eau un peu plus élevée que celle prévue pour la mise en place et, d'autre part jusqu'à un degré de saturation élevé, afin d'en mesurer les conséquences. On peut aussi réaliser une étude paramétrique en faisant varier le coefficient r_u ce qui permettra lors des travaux, à l'aide des cellules de mesure mises en place, de vérifier s'il y a un risque de rupture.

PRISE EN COMPTE DE LA SISMICITÉ

La sismicité du site intervient essentiellement à trois niveaux :

- ◆ stabilité du barrage sous séisme, avec éventuellement l'estimation des déformations ;
- ◆ dispositions constructives particulières concernant la fondation et le remblai ;
- ◆ comportement des ouvrages annexes (évacuateur de crues, tour de prise...).

SÉISME DE PROJET ET MÉTHODES DE CALCUL DE LA STABILITÉ DU BARRAGE

Le séisme de référence pour le projet est, en principe, défini dans l'étude géologique en fonction de la sismicité régionale (provinces sismo-tectoniques, séismes historiques, intensité macro-sismique, lois d'atténuation avec la distance...). Il est caractérisé par une accélération maximale horizontale en surface du terrain naturel, que l'on peut écrire sous la forme αg (avec g = accélération de la pesanteur).

Dans la pratique actuelle, les méthodes employées pour apprécier la stabilité des ouvrages en séisme dépendent de la valeur de α et de la sensibilité supposée du barrage : hauteur, nature de la fondation (présence de couches sableuses saturées par exemple), constitution de l'ouvrage.

Pour les petits ouvrages et un séisme faible ou modéré ($\alpha < 0,15$ à $0,20$) on se contente généralement d'utiliser la méthode pseudo-statique. Lorsque l'ouvrage est plus sensible et le séisme plus important, il est recommandé d'utiliser, en plus de la méthode pseudo-statique, des méthodes plus représentatives prenant en compte le comportement dynamique des sols (fondation et remblai).

MÉTHODE PSEUDO-STATIQUE

C'est la méthode la plus généralement utilisée dans le cas des petits et moyens barrages.

L'influence du séisme est représentée par un coefficient sismique horizontal K_h revenant à appliquer un effort moteur horizontal supplémentaire $K_h \cdot P$ au centre de gravité du volume de terre en glissement potentiel et de poids total P . Les efforts résistants mobilisés sont ceux estimés à partir de la résistance statique (tels que définis dans l'étude de stabilité sans séisme).

Cette notion est bien adaptée aux méthodes de calcul habituelles découpant le volume de terre en tranches verticales. Le plus souvent, on n'utilise pas de coefficient sismique vertical K_v (l'introduction de l'effort supplémentaire $K_v \cdot P$ conduit à un effort moteur supplémentaire dans le cas d'une accélération dirigée vers le bas).

Cette méthode nécessite le choix d'un coefficient sismique, ce qui demeure empirique. En principe, dans un calcul de stabilité de pente, K_h est pris égal à $\alpha\beta$ où β est un coefficient de réduction défini par l'expérience ($\beta = 1/2$ à $2/3$ si l'on se réfère aux pratiques américaines et japonaises).

En règle générale, on peut retenir $\beta = 2/3$ à 1 pour les cas de fonctionnement fréquents tels que le régime permanent, et $\beta = 1/2$ à $2/3$ pour les autres cas (fin de construction et vidange).

Un ordre de grandeur peut être trouvé dans les recommandations de l'AFPS¹, par référence au *Nouveau zonage sismique de la France* paru à la Documentation Française en 1988.

Les valeurs minimales recommandées du coefficient de sécurité F_{st} en séisme sont généralement $F_{st} > 1,1$ en régime permanent et $F_{st} > 1,0$ dans les autres cas.

Remarque :

L'influence du séisme sur la poussée statique due à l'eau est souvent calculée selon la théorie de WESTERGAARD (relative à un écran vertical, donc plutôt applicable aux barrages en béton) avec une réduction pour tenir compte du parement incliné. Dans le cas des talus habituels (1V/2H à 1V/4H) et avec la faible hauteur d'eau des barrages concernés, cet effet est pratiquement négligeable (voir chap. V, p. 122).

1. Voir *Bibliographie*, pp. 111-112, note 10.

MÉTHODES UTILISANT LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES SOLS

La méthode pseudo-statique n'est pas satisfaisante au plan théorique et ne permet pas d'appréhender correctement les problèmes lorsque le séisme est élevé.

La méthode adaptée dans ce cas est celle développée par H.-B. SEED, qui consiste à réaliser une étude du comportement dynamique du barrage et de sa fondation au cours du séisme. L'ouvrage est alors considéré comme stable lorsque les déformations sont limitées et compatibles avec les propriétés des matériaux utilisés.

Ce type d'étude peut s'avérer nécessaire lorsque $\alpha > 0,2$ à $0,25$ et pour les ouvrages les plus importants. Une telle circonstance est exceptionnelle en France métropolitaine (régions de Nice, Arette...).

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES PARTICULIÈRES CONCERNANT LA FONDATION ET LE REMBLAI

La fondation peut poser des problèmes, en cas de fort séisme, lorsqu'elle comporte des matériaux susceptibles de présenter une diminution importante de résistance en relation avec un fort développement des pressions interstitielles (phénomène de liquéfaction des sables lâches saturés) ou une distorsion importante (argiles molles). En règle générale, ces matériaux posent également des problèmes pour la conception « statique » de l'ouvrage et ont pu être substitués ou traités dans la zone d'emprise. Il faut néanmoins, dans ce cas, vérifier l'influence de tels matériaux laissés en place ou sans traitement au-delà des pieds aval et amont. Dans le cas de couches sableuses, un traitement classique consiste à réaliser un maillage de drains verticaux (drainage des surpressions générées par le séisme) ou une amélioration du sol par densification (vibroflottation, colonnes ballastées, injections solides...).

Pour le remblai, des adaptations peuvent être faites pour pallier les éventuels déformations et désordres internes possibles. D'une manière générale, une des conséquences probables d'un séisme élevé est l'apparition de fuites concentrées à travers le barrage. Ces adaptations portent sur le zonage du remblai, la résistance des matériaux à l'érosion régressive et l'aménagement de la crête. On peut citer les précautions suivantes :

- ◆ éviter les sols pulvérulents fins et uniformes dans les zones saturées ;
- ◆ prévoir un drain cheminée ou l'élargir dans le cas des remblais homogènes ;
- ◆ prévoir des zones de transition les plus larges possible ;
- ◆ être particulièrement prudent pour l'épaisseur des filtres ;
- ◆ placer une couche de sable à l'amont du noyau pour colmater les fissures éventuelles causées par un séisme ;
- ◆ réaliser le barrage ou son noyau avec des matériaux présentant une bonne résistance à l'érosion interne (argile plastique, sablo-graveleux avec fines argileuses de granulométrie très continue).

Par ailleurs, en cas de fort séisme de projet, il peut être judicieux d'augmenter la revanche et la largeur en crête.

DISPOSITIF D'AUSCULTATION¹

Dans le présent chapitre ne sont développés que les aspects liés à la conception du dispositif d'auscultation des petits barrages en remblai, aussi bien pour les barrages neufs que pour les barrages en service non encore auscultés. La périodicité des mesures est quant à elle traitée au chapitre VII.

Il convient toutefois de bien garder à l'esprit que l'inspection visuelle est la partie majeure de la surveillance des barrages : elle permet souvent de détecter des désordres et anomalies affectant un ouvrage. Par contre, l'auscultation est une méthode quantitative basée sur l'utilisation d'instruments de mesure, choisis et positionnés pour rendre compte de l'évolution du comportement de l'ouvrage. Le dispositif d'auscultation doit donc être conçu en fonction du type, des dimensions et des particularités techniques du barrage. Ce dispositif, très simple pour les petits barrages, sera plus dense pour les barrages de dimension moyenne.

Pour les petits barrages, le dispositif d'auscultation doit être constitué d'instruments simples, robustes et de lecture facile.

LES APPAREILS D'AUSCULTATION DES PETITS BARRAGES EN TERRE

90

Mesure de la cote du plan d'eau

Cette mesure participe à trois objectifs :

- ◆ améliorer la gestion de la retenue par une connaissance continue des volumes d'eau disponibles ;
- ◆ participer à l'auscultation du barrage en permettant d'examiner l'influence de la cote de la retenue sur les mesures de certains instruments (en particulier débits et piézométrie) ;
- ◆ enrichir les données hydrologiques par mesure des débits de crue.

La gestion d'un barrage vanné et l'amélioration des données hydrologiques justifient, dans certains cas, l'installation d'un limnimètre enregistreur. Dans tous les autres cas, et en particulier pour les besoins de l'auscultation, une échelle limnimétrique convient tout à fait pour la mesure de la cote du plan d'eau.

Mesure des débits

Le contrôle des fuites, des suintements et des zones humides est d'abord visuel. La mesure des débits suppose leur collecte : fossé de pied, aménagement d'exutoires. Deux procédés de mesure des débits sont envisageables :

- ◆ par capacité (mesure du volume recueilli dans une capacité jaugée pendant un temps donné) ;
- ◆ par mesure de la lame déversante en amont d'un seuil calibré.

Ces dispositifs sont installés sur les ouvrages neufs à la sortie des organes de drainage, et sur les barrages en service dans des zones où l'on observe des fuites. Tout doit être fait

1. Voir *Bibliographie*, pp. 111-112, note 11.

pour que le point de mesure rassemble le mieux possible tous les débits de fuite, sans contournement, et qu'il soit, si possible, non influencé par la pluie.

Les seuils doivent être maintenus propres et les canaux d'approche des seuils doivent être périodiquement débarrassés des matériaux déposés. Si des matériaux granulaires sont observés, il convient d'alerter un bureau spécialisé qui étudiera si un risque d'érosion interne est à redouter.

Mesure de la piézométrie

Il est important de contrôler dans la fondation et dans le remblai la position de la surface phréatique et l'évolution des pressions interstitielles.

On peut classer les appareils de mesure en deux types :

- ◆ les piézomètres à tube ouvert dont la longueur crépinée est de quelques dm à plusieurs mètres ;
- ◆ les cellules de pression interstitielle (à corde vibrante, à contre-pression) .

Les cellules de pression interstitielle fournissent des mesures ponctuelles précises et elles ont des temps de réponse plus rapides que les piézomètres.

Le piézomètre à tube ouvert, peu coûteux et de lecture aisée, permet de détecter les anomalies dans la fondation (mise en évidence d'une perte de charge insuffisante), ou dans le talus aval (problème de saturation). On plante alors les piézomètres dans des profils rive à rive (attention au contact avec le tapis drainant). Compte tenu du temps de réponse, le piézomètre à tube ouvert convient mieux aux terrains perméables.

Par contre, si on souhaite suivre finement des phénomènes plus complexes, tels que la consolidation des matériaux argileux humides de la fondation, du remblai, la progression de la saturation, l'efficacité d'un drain cheminée, on préfère des mesures ponctuelles de la pression interstitielle regroupées dans quelques profils amont-aval.

Mesure des déplacements

On peut distinguer plusieurs types de déplacements :

- ◆ des mesures de déplacements absolus de repères du barrage par rapport à des piliers d'observation fixes implantés dans des zones non susceptibles d'être affectées par des mouvements ; on peut réaliser des mesures allométriques (tassement) et des mesures planimétriques (sens amont-aval et sens rive-rive) ;
- ◆ des mesures de déplacements internes du remblai, verticaux à l'aide de tassomètres, horizontaux à l'aide d'inclinomètres ou d'élongomètres ; ces appareils ne concernent en général que les ouvrages importants ;
- ◆ des mesures de déplacements relatifs des structures en béton ; pendule dans la tour de prise, VINCHON au droit des joints de la galerie de visite.

La mesure la plus courante est celle du tassement ; ce dernier évolue en général peu après quelques années. Il est important de commencer les mesures de tassement dès la fin du compactage des dernières couches du remblai. Les bornes topographiques solidarisées avec le corps du massif sont placées sur la crête du remblai, ou près de celle-ci, et aussi sur le parement aval pour les ouvrages relativement grands.

CHOIX DU DISPOSITIF D'AUSCULTATION

Il est bien entendu impossible de donner des règles strictes pour la conception des dispositifs d'auscultation des petits barrages. Il faut s'adapter au cas particulier que constitue chaque ouvrage.

Le dispositif d'auscultation d'un barrage neuf doit être prévu dès l'avant-projet et mis en place pendant la construction. Il a vocation à évoluer, certains appareils pouvant être abandonnés délibérément au bout de plusieurs années et d'autres pouvant être ajoutés en cas de désordre révélé par l'observation visuelle ou d'inquiétudes sur le comportement du barrage.

Des instruments peuvent aussi être installés sur des barrages anciens qui n'en ont pas été pourvus à l'origine, mais la pose à l'origine est bien sûr préférable. Il est, par exemple, bien plus facile de mettre des cellules piézométriques dans un remblai en construction que dans des forages réalisés après-coup.

Dans tous les cas, le dispositif d'auscultation d'un barrage doit être déterminé en se posant les deux questions suivantes :

- ◆ quels sont les phénomènes significatifs du comportement du barrage et de ses évolutions ?
- ◆ comment mesurer ces phénomènes ?

Les principales évolutions susceptibles de conduire à des désordres, voire à des ruptures, sont globalement de trois ordres :

- ◆ des tassements nettement plus importants que ceux qui ont été prévus de la crête du remblai, ce qui entraîne aussi une diminution de la revanche ;
- ◆ le développement de pressions interstitielles anormalement élevées ;
- ◆ l'existence de fuites à travers le remblai ou la fondation, non contrôlées par le système de drainage (insuffisant ou colmaté) et pouvant, par leur aggravation brutale ou progressive, conduire à un phénomène de renard ou à une saturation du talus aval.

Le débit des fuites doit pouvoir être mesuré au pied aval de tout barrage. Un dispositif de contrôle de la piézométrie est à prévoir pour toutes les retenues dont $H^2\sqrt{V}$ est supérieur à 100 et des bornes topographiques sont à installer pour toutes celles dont $H^2\sqrt{V}$ est supérieur à 300.

OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE

Pour les grands barrages en terre, le dispositif de prise et de restitution est généralement distinct de la vidange. Par contre, les petits et moyens barrages sont très souvent équipés d'une seule conduite, en acier (voir photos 16 à 18 p. VI) ou béton à âme tôle dans la majorité des cas, qui assure les fonctions suivantes :

- ◆ passage des eaux lors de la montée du remblai, évacuation de la crue de chantier ;
- ◆ restitution de l'eau stockée, ce qui correspond à l'objectif principal de ce type d'ouvrage (soutien des étiages, irrigation) ;
- ◆ vidange de la retenue pour permettre l'entretien et surtout possibilité de vidange rapide en quelques jours en cas de danger (par exemple glissement d'une partie du talus aval).

Des incidents relativement nombreux ont intéressé le dispositif de vidange des petits barrages en terre. Les principaux qui ont été recensés, hormis les problèmes de vanne, sont les suivants :

- ◆ affouillement important à l'aval (dissipateur d'énergie insuffisant) ;
- ◆ corrosion de l'acier (pas de revêtement de protection) ;
- ◆ renard le long de conduites en béton armé de gros diamètre (mauvais compactage autour de la conduite) ;
- ◆ rupture au niveau d'un joint (mauvaise liaison entre deux tronçons) due à l'allongement de la conduite entraîné par une déformation importante du remblai.

Ce dernier cas est nettement le plus fréquent et il concerne des conduites en acier et en PVC sans enrobage béton.

Deux types de recommandations sont proposés dans ce chapitre : d'une part des recommandations communes à tous les dispositifs de vidange constitués d'une conduite et d'autre part des recommandations sur le dispositif minimum, fonction de $H^2\sqrt{V}$, à mettre en place. Dans certains cas le dispositif adopté sera donc plus important (plus gros diamètre pour rendre la conduite visitable, galerie en béton armé, vanne supplémentaire, conduite dans une galerie de visite...).

Ces recommandations ne concernent pas les galeries en béton armé qui sont construites sur place et dont la section est plus importante que celle des conduites fabriquées en usine ; ces galeries doivent reposer sur un terrain peu déformable, des joints Water-Stop séparent les différents tronçons et leur partie aval est entourée de matériaux drainants.

RECOMMANDATIONS COMMUNES AUX DISPOSITIFS CONSTITUÉS D'UNE CONDUITE

Pour tous les dispositifs de vidange, il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (crépine surélevée ou dans un puits, ou bien grille et enrochements) et d'autre part un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter des affouillements.

Dès que $H^2\sqrt{V} > 30$, le diamètre adopté doit permettre de diviser par deux le volume d'eau en moins de 8 jours, le calcul étant fait sans tenir compte des apports naturels¹. Dans le cas des grands bassins versants, on vérifiera que la conduite ainsi dimensionnée permet, lorsque la retenue est à pleine charge, d'évacuer le double du plus fort débit moyen mensuel. La crue de chantier retenue peut également conduire à augmenter le diamètre. La conduite est soit en PVC (adduction d'eau, pression maximale en service 1 ou 1,6 MPa, diamètre 160 ou 200 mm), soit en acier (protection continue, intérieure et extérieure, contre la corrosion), soit en béton à âme tôle (diamètre ≥ 600 mm) ; les conduites en béton armé et en fonte ne sont pas recommandées. Elle doit avoir une pente amont aval au moins ≥ 1 % et elle est à mettre en place dans une tranchée exécutée en fondation au point bas de la vallée pour les petits diamètres (≤ 400 mm) ou dans le terrain en place suffisamment rigide (pied d'un versant en général) pour les plus gros diamètres (≥ 600 mm). Il faut éviter des tassements importants et surtout des tassements différentiels (sinon un système de joints spéciaux est à prévoir). On s'attachera donc particulièrement à vérifier l'homogénéité de la fondation de la conduite (absence de points durs localisés).

1. Calcul fait en tenant compte, le cas échéant, de la possibilité d'évacuation par les turbines

Un enrobage total en béton dosé à 200 - 250 kg de ciment CPJ par m³ coulé à pleine fouille est nécessaire afin de protéger la conduite et d'assurer une bonne liaison avec la terre (*voir photos 15 à 18 p. VI*). L'épaisseur de béton préconisée est d'une quinzaine de cm¹. Il n'est pas utile d'aller au-delà, d'où l'intérêt d'une tranchée à parois verticales qui minimise le volume de béton. Cet enrobage a deux fonctions :

- ◆ améliorer le contact tuyau-terre surtout dans les zones où le compactage est difficile,
- ◆ éviter d'introduire dans le remblai de l'eau sous pression, si pour une raison quelconque la conduite vient à se percer.

Mais dans le cas d'une conduite en béton à âme tôle, le deuxième risque est exclu.

Enfin, une autre précaution consiste à placer du matériau granulaire drainant ou filtrant de part et d'autre de la conduite sur son tiers aval de manière à bloquer un éventuel renard. Le plus simple est d'utiliser pour cela le tapis drainant ou les bandes drainantes du remblai (*voir p. 72*).

Lorsque $H^2\sqrt{v} > 100$, il est recommandé d'effectuer, avant enrobage un essai d'étanchéité en obturant les deux extrémités de la conduite et en montant la pression jusqu'à deux fois la hauteur d'eau + 0,2 MPa, maintenue ensuite pendant 8 heures (le point faible se situe aux joints).

RECOMMANDATIONS MODULÉES (DISPOSITIF MINIMUM)

94

Elles concernent le type de conduite, son diamètre, le nombre et la position des vannes. Les dispositions minimales préconisées sont regroupées dans le tableau 7 (ci-contre).

Le dispositif adopté le plus généralement pour les grands barrages consiste à mettre en place à l'amont deux vannes. Cela évite à la conduite ou à la galerie d'être en charge², ce qui facilite son contrôle et réduit les risques de désordres dans le cas où son étanchéité ne serait pas parfaite. Une vanne joue le rôle de batardeau et reste donc en général ouverte.

Pour les barrages d'importance modérée ($100 < H^2\sqrt{v} < 700$) il est acceptable d'avoir la conduite en charge à condition qu'elle soit enrobée de béton. Dans ce cas, on place une simple vanne de garde à l'amont et la vanne de réglage est placée à l'aval où elle est facilement accessible et manœuvrable.

Pour les barrages de faible importance ($H^2\sqrt{v} < 1500$) il est admissible de ne placer qu'une seule vanne à l'aval. En cas d'incident sur cette vanne, il est malgré tout possible d'intervenir en faisant installer par plongeur un obturateur gonflable à l'amont, ou une toile qui obture la crépine.

1. Voir *Bibliographie*, pp. 111-112, note 12.

2. Chaque fois que cela est possible avec un surcoût négligeable, il vaut mieux éviter les conduites en charge dans le remblai.

$H^2\sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre de la conduite en mm	Nombre et position des vannes
< 30	PVC ou acier	160 ou 200 PVC 200 à 300 en acier	une vanne aval
30 à 100	acier	300 à 400	
100 à 300	acier ou béton à âme tôle	400 à 600	une vanne de garde amont et une vanne aval
300 à 700		600 à 800	
700 à 1 500		800 à 1 200	
> 1 500	galerie en béton armé		vanne de garde et vanne réglable à l'amont

Tableau 7 - Dispositif de vidange minimum

Rappelons que le diamètre retenu doit notamment permettre une vidange rapide lorsque $H^2\sqrt{V} > 30$ (voir p. 93). Enfin, chaque fois que le concepteur voudra que la conduite soit visitable, il devra retenir un diamètre minimum de 800 mm. Cela devra être le cas pour de forts séismes de projet.

ÉVACUATEUR DE CRUES

Pour les petits barrages, l'évacuateur de crues consiste très souvent en un chenal (ou coursier) avec seuil déversant (ou déversoir) libre à l'amont et dissipateur d'énergie à l'aval, en fond de vallée. Pour certains barrages, les plus grands, il peut s'avérer plus économique d'adopter la solution de la tour au pied amont raccordée à une galerie sous le remblai, ce qui permet, en compartimentant cet ouvrage, d'assurer les trois fonctions suivantes : évacuateur en puits (ou en tulipe), prise d'eau à différents niveaux et vidange de fond.

Le calcul de la crue de projet et de la crue de sureté est traité au chapitre II (voir p. 24 et s.).

CONCEPTION DU SEUIL DÉVERSANT

Pour un débit donné, il y a une infinité de solutions entre :

- ◆ un déversoir très long entraînant une charge hydraulique très faible ;
- ◆ un déversoir très court avec une charge hydraulique importante.

Le principe général consiste à faire une hypothèse de longueur déversante, à calculer la charge sur le déversoir en tenant compte du laminage dans la retenue puis éventuellement à revoir à la hausse ou à la baisse la longueur du déversoir.

On retient une charge maximale sur le déversoir de 0,50 à 3 mètres, plus généralement de 1 à 2 mètres.

Entonnement frontal ou latéral pour un évacuateur rectiligne

Dans le cas d'un évacuateur de surface, l'entonnement est dit « frontal » si le sens de l'écoulement est amont-aval au droit du déversoir et il est dit « latéral » si l'écoulement change de direction à 90° au droit du déversoir (*voir photos 19 et 20 p. VII*).

Lorsque la retenue a une grande surface, elle permet de bénéficier d'un bon laminage ; il est alors intéressant d'avoir le plus de volume stocké transitoirement, donc la charge la plus forte, donc la longueur déversante la plus faible. Dans ce cas, l'entonnement est plus généralement de type frontal.

A contrario, une grande longueur déversante permet de diminuer la surface des acquisitions foncières puisque le niveau des plus hautes eaux est moins élevé. Le coût du remblai est alors moins important puisque la crête est moins haute, mais le coût de l'évacuateur est bien sûr augmenté. La revanche apporte une sécurité plus élevée vis-à-vis d'une crue supérieure à la crue de projet. L'entonnement est plus généralement de type latéral, ce qui permet souvent de réduire les terrassements.

Évacuation des corps flottants

Il est impératif de disposer d'une marge de sécurité vis-à-vis de l'évacuation des corps flottants, surtout dans le cas d'évacuateurs en puits ou pertuis. Cela conduit, si possible, à éviter de placer une passerelle surmontant un déversoir à entonnement frontal. Si malgré tout, on retient cette disposition, il faut veiller à conserver une garde d'air suffisante lors de la crue de projet, ce qui peut amener à décaler la passerelle vers l'aval du seuil (ou l'inverse). Enfin, en dernier recours, on pourra rendre la passerelle fusible.

Lorsque le bassin versant est boisé, des arbres peuvent être arrachés aux berges lors de fortes crues. Cette éventualité devient une certitude lors des crues exceptionnelles. Mais l'expérience montre que bien d'autres corps flottants sont susceptibles d'arriver devant l'évacuateur et en particulier des caravanes !

Les dimensions minimales que l'on peut recommander pour un transit de ces flottants sont les suivantes :

- ◆ longueur de seuil de 10 - 15 mètres entre piliers ;
- ◆ garde d'air de 1,5 à 2 mètres sous une passerelle ou un pont ;
- ◆ puits de 6 à 8 mètres de diamètre.

Si la taille de l'évacuateur est inférieure, il faut alors envisager un dispositif de protection piégeant les corps flottants assez loin de l'entonnement de l'évacuateur pour ne pas entraîner une perturbation des conditions de l'écoulement et un relèvement du plan d'eau (grilles à large espacement). Il est, bien sûr, impératif de ménager un moyen d'accès aisé pour venir récupérer les corps flottants après la crue. La solution consistant à placer une drome flottante en amont de l'entrée du déversoir, n'est pas satisfaisante. Un tel dispositif est en effet délicat si l'on veut qu'il fonctionne pour diverses altitudes du plan d'eau. En cas de très forte crue avec arrivée d'un grand nombre de troncs, on risque une rupture des câbles et une obstruction du déversoir. Les dromes sont à réserver aux cas des déversoirs très larges vers lesquels elles servent à aiguiller les corps flottants.

Fonctionnement des parties mobiles

Lorsqu'un déversoir est équipé de vannes, ce qui n'est pas courant dans le cas des petits barrages en terre, il faut s'assurer de leur ouverture lors d'une crue. Un dispositif automatique sûr est donc à prévoir, couplé avec une alerte de l'exploitant afin d'avoir rapidement une présence humaine lors de la crue ou en cas d'ouverture intempestive des vannes.

Hausses fusibles¹

Les hausses fusibles Hydroplus mises en place sur un seuil libre aménagé permettent d'accroître le volume d'eau stocké et/ou d'évacuer une crue réévaluée.

Il s'agit d'éléments jointifs préfabriqués, d'une hauteur de 0,50 mètre à plusieurs mètres correspondant aux trois quarts environ de la charge maximale sans hausses, qui basculent les uns après les autres en cas de crue exceptionnelle, de telle sorte que la revanche prévue soit conservée.

Ce dispositif peut s'appliquer aussi bien aux barrages existants qu'aux barrages en projet.

Seuils souples²

Lorsque le seuil déversant est de grande longueur, une autre solution intéressante consiste à mettre en place un boudin gonflé à l'eau d'une hauteur de 1 à 3 mètres, qui s'affaisse automatiquement au fur et à mesure de la montée du plan d'eau.

Comme le précédent ce dispositif est intéressant, car il ne nécessite pas un apport d'énergie pour s'abaisser - hormis l'énergie de l'eau bien sûr (*voir chap. V, p. 136*).

IMPLANTATION ET DIMENSIONNEMENT

L'évacuateur de surface est habituellement réalisé sur l'un des deux appuis, car il repose alors sur du matériau en place peu susceptible de tasser. On choisit, soit l'appui qui permet le trajet le plus court pour atteindre l'aval du barrage, soit l'appui le plus rigide qui constituera la meilleure fondation, soit l'appui le moins raide pour diminuer les difficultés de terrassement.

Dans le cas de vallées très évasées et symétriques, le trajet est néanmoins très long. D'où l'idée de poser l'évacuateur sur le remblai au droit du thalweg. Pour des remblais de faible hauteur, bien compactés et lorsque la fondation est peu compressible, cette solution s'avère bien adaptée. L'ouvrage en béton, réalisé avec des joints articulés, absorbe sans dommage les faibles tassements observés. Une telle conception est maintenant classique pour des barrages jusqu'à environ 20 mètres de hauteur, et même plus, à condition que la longueur du seuil déversant ne dépasse pas environ 15 mètres, pour éviter des joints de construction dans le sens rive à rive. Il n'est cependant pas interdit d'avoir un joint longitudinal, mais l'ouvrage devient plus complexe.

1. Voir *Bibliographie*, pp. 111-112, note 13.

2. Voir *Bibliographie*, pp. 111-112, note 14.

Lorsqu'un appui du barrage ou un col¹, à une altitude proche de celle de la retenue, sont rocheux, une solution économique consiste à entailler un chenal non revêtu². Si le rocher des parois du chenal est friable ou gélif, il faut cependant être prudent vis-à-vis du risque d'obstruction par des chutes de pierres. Compte tenu de la possibilité d'une lente érosion régressive du chenal, il est en outre nécessaire de placer à son extrémité amont un seuil ancré jusqu'au rocher sain.

Dans le cas du chenal classique en béton armé, avec joint Waterstop entre les tronçons, l'action de l'eau externe est notamment à prendre en compte en mettant en place :

- ◆ des redans pour réduire les circulations le long des parois du chenal (risque d'érosion interne) ;
- ◆ un dispositif contre les sous-pressions susceptibles de soulever certaines parties du chenal, notamment la zone du déversoir et celle du dissipateur (drain, barbacanes, barres d'ancrage, talons horizontaux). Les drains ou barbacanes doivent être coudés vers l'aval pour éviter d'introduire une sous-pression due au terme cinétique de la charge hydraulique ($V^2/2g$).

Le tracé du chenal doit être aussi rectiligne que possible, et les changements de section ou de pente aussi réguliers que possible. Dans le cas contraire, des ondes stationnaires prennent naissance au niveau de ces discontinuités dans la partie amont de l'écoulement torrentiel. Elles se répercutent à l'aval en « rebondissant » sur les bajoyers³ du coursier. Les surélévations de la ligne d'eau qui en résultent peuvent provoquer des déversements lors des crues qui pourraient dégrader les appuis du remblai, ou le remblai lui-même. Pour être à l'abri de ce problème, le plus simple consiste à implanter un déversoir à entonnement frontal parfaitement rectiligne sur le remblai ou sur un appui, ou à implanter un déversoir à entonnement latéral, suivi d'un convergent à faible pente et d'un coursier rectiligne et aligné avec le convergent.

Un calcul de ligne d'eau (en régime permanent pour le débit de la crue de projet laminée) permet de dimensionner la cote des bajoyers, en adoptant une revanche de 0,50 mètre au minimum. Il est conseillé de faire un deuxième calcul, pour le débit de la crue de sûreté (voir chap. II, p. 24), afin de s'assurer que cette crue n'entraîne pas de déversement. Ainsi, on pourra effectivement considérer que la crue de sûreté est obtenue lorsque la retenue atteint la crête du remblai (ou celle du noyau le cas échéant lorsque la recharge supérieure est perméable).

En ce qui concerne l'évacuateur en puits, la tour doit être fondée sur un terrain rigide et avoir un poids suffisant pour ne pas risquer d'être soulevée (prendre un coefficient de sécurité vis-à-vis des sous-pressions de l'ordre de 1,2).

SOLUTIONS ADAPTÉES AUX TRÈS PETITS BARRAGES

Il s'agit des barrages en terre pour lesquels $H_2 \sqrt{V} < 30$ environ.

1. Dans le cas d'un col dont l'altitude est proche de celle de la retenue, se reporter au chapitre III, p. 54, étape 2.

2. Les chenaux non revêtus nécessitent une plus grande surveillance ; ils ne sont pas conseillés si la roche est fracturée.

3. *Bajoyer* : paroi verticale d'un ouvrage en béton ou en maçonnerie en forme de U.

Enrochements liés au béton

Il est possible de rendre déversante la zone centrale du remblai revêtue d'une couche de transition et d'une couche d'enrochements liés au béton avec absence de joints, mise en place de tubes éjecteurs contre les sous-pressions éventuelles et réalisation d'un parafouille au droit du seuil déversant pour éviter les risques de contournement. Bien entendu, cette solution nécessite de l'exploitant une surveillance après chaque crue et un entretien régulier¹.

Enrochements liés au mastic bitumineux

Ce revêtement résistant et souple est plus fiable que le précédent, mais il est aussi plus coûteux. Cette technique est intéressante pour les très petits barrages en rivière sur fondations meubles devant évacuer un débit de crue très important².

COMPORTEMENT AU SÉISME DES OUVRAGES ANNEXES

L'influence du séisme sur ces ouvrages doit être analysée, au moins par des méthodes simplifiées, lorsque le séisme est élevé ($\alpha > 0,2$ à $0,25$).

En cas de fort séisme de projet, la conception peut être modifiée. Il est prudent par exemple d'éviter les évacuateurs de surface installés sur le remblai. Dans le cas des tours de prise installées au pied amont en fond de vallée, les vérifications sont à faire à retenue pleine (surpression du type WESTERGAARD) et à retenue vide, compte tenu de l'élanement important de ce type d'ouvrage.

CONSULTATION DES ENTREPRISES ET CONSTRUCTION DU BARRAGE

CONSULTATION DES ENTREPRISES

Après les différentes études nécessaires à l'établissement du projet, il faut préparer le Dossier de Consultation des Entreprises (DCE), qui rassemble les pièces administratives et techniques qui permettront aux entreprises consultées de proposer, dans les conditions fixées, un prix pour la réalisation de l'ouvrage. Cette opération fait partie de la mission ACT (Assistance au maître d'ouvrage pour la passation des Contrats de Travaux) définie par le décret du 29 novembre 1993 (J.O. du 1^{er} décembre 1993) et l'arrêté

1. Voir *Bibliographie*, pp. 111-112, note 15.

2. Voir *Bibliographie*, pp. 111-112, note 16.

du 21 décembre 1993 (J.O. du 13 janvier 1994), textes qui remplacent le décret du 28 février 1973 et qui concernent les contrats de maîtrise d'œuvre passés par les services de l'État, les collectivités territoriales et les Établissements Publics.

L'appel d'offres restreint est préconisé afin de ne consulter que des entreprises dont le niveau de compétence correspond bien aux travaux prévus.

Il est recommandé, sauf pour les très petits barrages où le poste terrassements est largement primordial, de diviser les travaux en lots et d'adopter la procédure des marchés séparés, chaque lot correspondant à une spécialité technique : terrassements, béton, étanchéité... l'entreprise principale (terrassements) étant chargée d'assurer la coordination. Dans ce cas, la prestation de coordination (aussi appelée pilotage) doit être chiffrée dans l'offre de l'entreprise principale.

Les travaux sont à prévoir généralement sur un seul été. Toutefois, pour les ouvrages importants, il peut être nécessaire d'en prévoir deux.

L'appel d'offres sans variante, ou dans certains cas avec variantes limitées, est la procédure à retenir, ce qui suppose bien entendu des études préalables très complètes. La rémunération sur prix unitaires des entreprises est recommandée.

Le DCE comprend le Règlement Particulier de l'Appel d'Offres (RPAO) qui définit les conditions de la consultation, la présentation des offres et la procédure de jugement. Les pièces du DCE qui constitueront le marché, après avoir été complétées ou souscrites par l'entrepreneur retenu sont, avec le Cahier des Clauses Administratives Générales (CCAG) et le Cahier des Clauses Techniques Générales (CCTG), les suivantes :

- ◆ *l'Acte d'Engagement (AE)* ;
- ◆ *le Cahier des Clauses Administratives Particulières (CCAP)* ; ce document, établi par le conducteur d'opération, ne peut être modifié ou complété par l'entrepreneur ;
- ◆ *le Cahier des Clauses Techniques Particulières (CCTP)* ; ce document, établi par le maître d'œuvre, apporte des modifications et des compléments au CCTG ;
- ◆ *le bordereau des prix unitaires* ; ces derniers doivent bien prendre en compte la totalité des exigences techniques et des opérations définies dans le CCTP pour minimiser, en cours de travaux, les causes de litiges ;
- ◆ *le détail estimatif* qui comporte les quantités prévisionnelles des parties d'ouvrage auxquelles s'applique chaque prix unitaire ;
- ◆ *les plans, notes techniques* (désignés dans le CCAP comme pièces constitutives du marché).

Le DCE peut contenir aussi des notes et des plans qui n'ont qu'un caractère indicatif et donc qui n'engagent pas la responsabilité du maître d'ouvrage.

PRINCIPES DE CONSTRUCTION À PRÉCISER DANS LE CCTP (CAHIER DES CLAUSES TECHNIQUES PARTICULIÈRES)

Protection du chantier contre les eaux

Il s'agit des problèmes suivants :

- ◆ captages des résurgences et des infiltrations et rejets hors des différentes fouilles ; il peut s'agir d'aménagements définitifs ou provisoires ;
- ◆ protection du remblai et des zones d'emprunt contre les eaux de ruissellement ;
- ◆ il convient de bien spécifier dans le CCTP jusqu'à quel débit le chantier devra être protégé ; par exemple crue décennale calculée sur la période des travaux. Mais, pour des raisons pratiques, on transformera ce débit en cote dans les documents d'appel d'offre et de marché ; cette cote étant repérée par rapport à un point fixe à l'aval du chantier. L'entrepreneur est seul responsable de la protection du chantier et de ses matériels tant que cette cote n'est pas dépassée.

Conditions d'exploitation des zones d'emprunt

Les études préalables ont défini les différents types de matériaux rencontrés dans les emprunts et en fonction de leurs caractéristiques intrinsèques et *in situ*, leur ont assigné une fonction et une place dans l'ouvrage, et ont prévu pour certains leur élimination.

Des reconnaissances et des essais complémentaires sont à effectuer pour préciser les résultats de l'étude, dès le début de la planche d'essai.

Après le décapage qui permet l'élimination et la mise en dépôt de la terre végétale et des débris végétaux, un plan d'exploitation de la zone d'emprunt, définissant vers quelle partie de l'ouvrage seront dirigés les différents matériaux, doit être établi.

L'extraction des matériaux peut se faire soit par tranches horizontales, ce qui permet un léger séchage par le soleil et le vent, soit par tranches verticales, ce qui permet un mélange des différents horizons.

Les matériaux extraits ne sont à mettre en place directement que si leur teneur en eau se trouve dans la fourchette prescrite ; sinon un drainage des zones d'emprunt ou une mise en dépôt provisoire pour séchage ou humidification peut être nécessaire, et un coût pour cette prestation doit être prévu dans le bordereau des prix.

Préparation des fouilles

Après examen de l'assise du remblai et de la clé d'étanchéité, des approfondissements peuvent s'avérer nécessaires.

Avant mise en place de remblai ou de béton il faut :

- ◆ assainir et nettoyer la surface du fond de fouille ;
- ◆ réaliser un lever détaillé ;
- ◆ effectuer la réception des fouilles (*voir chap. III, p. 62*).

Dans le cas des fondations rocheuses, une attention particulière doit être apportée à l'identification d'accidents géologiques, tels que fractures (vides ou emplies de matériaux érodables), karsts fossiles, matériaux solubles. Des mesures de traitement appropriées sont alors à prendre.

Mise en œuvre des remblais

Pour obtenir un ouvrage aux dimensions du profil théorique portées sur les plans d'exécution, les remblais doivent être exécutés avec des surépaisseurs (méthode du « gras ») sur tous les talus. Ces surépaisseurs, qui permettent de compacter efficacement jusqu'à la limite théorique du talus, sont enlevées en fin d'exécution.

Pour assurer une bonne liaison entre le remblai et une fondation meuble, cette dernière est compactée avec les mêmes engins que le remblai, puis scarifiée avant la mise en place de la première couche de remblai (*voir photos 7 et 8 p. III*). Lorsque les talus de la clé d'étanchéité sont meubles, il est souhaitable que le compacteur « morde » sur la paroi pour assurer une bonne liaison entre le remblai et le terrain en place.

Le matériau à compacter est régalé suivant une couche plane d'épaisseur uniforme sur une assise ne présentant ni creux, ni bosse, préalablement scarifiée sur une épaisseur minimale de 5 cm pour assurer une bonne liaison entre les couches. Les normes de compactage sont définies dans le CCTP ainsi que les modalités d'exécution de la planche d'essai (*voir Contrôle des travaux, p. 104*).

En cas d'arrêt du chantier, en particulier en fin de journée, la dernière couche mise en place doit être fermée et présenter une pente permettant l'écoulement naturel de l'eau de pluie éventuelle. Un remblai détrempé peut être conservé s'il est possible de ramener la teneur en eau à une valeur acceptable avant compactage. Dans le cas contraire, il doit être évacué. Un remblai gelé doit être enlevé.

À proximité des structures rigides, ou en certains points particuliers, les engins de compactage normaux ne peuvent être utilisés. Ils sont alors remplacés par un matériel adapté aux circonstances et permettant d'obtenir un remblai compacté selon des prescriptions définies.

Les stocks de matériaux drainants et filtrants doivent être protégés contre les eaux de ruissellement pour éviter toute pollution. Ils doivent être mis en place aussi rapidement que possible et être protégés immédiatement par une couche de matériaux compactés.

Dans le cas où une zone est décapée, elle est toujours raccordée en pente assez douce aux zones avoisinantes du remblai, afin de permettre l'utilisation normale des engins et éviter les discontinuités dans le massif.

PLANCHE D'ESSAI

Après le choix de l'entreprise, il convient de réaliser la planche d'essai.

Rôle de la planche d'essai (*voir photo 3 p. II*)

La planche d'essai est destinée à fixer les conditions de mise en œuvre du remblai et à déterminer les meilleures modalités d'exécution. Elle doit être systématiquement prévue avant la construction du remblai. Elle peut être avantageusement utilisée pour la confection d'un batardeau de protection ou d'une piste d'accès. La planche d'essai ne peut être intégrée au remblai que dans le cas où elle ne constituera pas, ensuite, une zone de faiblesse. Elle est

obligatoirement exécutée avec le matériel proposé par l'entreprise, notamment pour régaler, niveler, scarifier, compacter, ce qui permet d'en vérifier l'aptitude.

Dans le cas où la difficulté de mise en place des matériaux nécessite de rechercher notamment le compacteur adéquat (par exemple pour des sols indurés ou des roches tendres), le CCTP précise quels sont les types d'engins que l'entreprise devra tester lors de la planche d'essai.

Enfin, pour certains matériaux friables, il conviendra de comparer les granulométries avant et après compactage et vérifier que les fuseaux granulométriques obtenus restent admissibles.

Dimensions

Après mise au point de l'opération éventuelle de traitement, l'essai de compactage s'exécute sur une planche dont les dimensions minimales sont :

- ◆ en longueur : 30 à 40 mètres ;
- ◆ en largeur : 4 à 6 mètres.

La surface d'emprise doit être convenablement préparée au préalable : décapage de la terre végétale, élimination des mottes, assèchement, scarification sur 0,15 mètre, mise en place d'une couche de 0,20 mètre de matériau et compactage (10 passes).

Il est recommandé d'exécuter ensuite au moins trois couches de remblai afin de :

- ◆ s'affranchir des phénomènes d'assise ;
- ◆ contrôler l'accrochage des couches ;
- ◆ tester deux ou trois épaisseurs de couche différentes.

Si les essais portent sur plusieurs compacteurs et/ou plusieurs matériaux, le nombre de planches ou leur surface est augmenté d'autant.

Mesures concernant l'efficacité d'un compacteur

Il s'agit de déterminer l'épaisseur adéquate des couches et le nombre correspondant de passages du compacteur.

En règle générale, pour une épaisseur donnée, l'ensemble de la planche reçoit un compactage considéré comme minimal, par exemple 6 passes, puis est divisé en 3, 4 ou 5 parties qui reçoivent chacune un compactage supplémentaire par rapport à la précédente, de manière à obtenir par exemple, un tronçon de 6 passes, un autre de 8 passes, le suivant de 10 passes, le dernier de 12 passes (une passe correspond à un aller *simple* du compacteur).

Des mesures de teneur en eau et de densité sèche sont ensuite effectuées dans la partie centrale de chacune des sections (où il n'y a pas d'effet de bord ou de chevauchement). Ces contrôles doivent être assurés par le même organisme, les mêmes matériels et le même manipulateur que ceux prévus pour le chantier lui-même.

Toutefois, lorsque le matériau n'est pas très homogène, il est préférable que chaque couche soit compactée avec un nombre de passes croissant, les mesures successives étant faites au même endroit.

Le nombre optimal de passes permettant d'atteindre la densité sèche désirée doit être généralement compris entre 6 et 12, afin d'obtenir un remblai de compacité suffisamment homogène et d'optimiser l'utilisation des engins. On augmentera, ou au contraire on réduira, l'épaisseur des couches selon que le nombre de passes nécessaire est inférieur à 6 ou supérieur à 12.

Cette épaisseur, après compactage, doit toutefois rester comprise entre 0,20 et 0,50 mètre. Il faut vérifier que toute l'épaisseur de la couche est bien compactée. L'exécution d'une tranchée peut permettre de constater l'homogénéité du matériau compacté.

Matériel

Il y a trois catégories principales de compacteurs :

- ◆ *les compacteurs à pneus* conviennent pour le compactage de la quasi totalité des sols mais si l'utilisation de rouleaux lourds présente le risque de feuilletteage, les rouleaux moins lourds peuvent avoir une action insuffisante en profondeur ;
- ◆ *les rouleaux à pieds dameurs*, de préférence montés sur cylindre automoteur, sont adaptés au compactage des sols fins ;
- ◆ *les rouleaux vibrants lisses*, généralement automoteurs, sont de préférence réservés aux sols granulaires (sables, graviers secs) et aux matériaux rocheux. Leur action est importante en profondeur, mais pas en surface, sur les 2 à 5 premiers centimètres.

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- ◆ la décapeuse automotrice (motorscraper) ;
- ◆ la pelle hydraulique associée à des camions ou tombereaux, ce qui favorise le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou a un relief marqué.

CONTRÔLE DES TRAVAUX

Après les enseignements tirés de la planche d'essai, il convient de construire, dans les meilleures conditions possibles, un ouvrage qui devra être utilisé pendant plusieurs dizaines d'années, en nécessitant des opérations de maintenance les plus légères possible.

La philosophie générale du contrôle

Quelle que soit la qualité des études géotechniques de projet, celles-ci ont toujours un caractère ponctuel, aussi bien en ce qui concerne les investigations en fondation que celles dans les zones d'emprunt.

La réalisation pourra donc fréquemment faire apparaître des situations non prévues lors des études et auxquelles il faudra s'adapter très rapidement.

Un autre aspect fondamental des barrages en terre homogènes et de certains ouvrages à zones est leur grande sensibilité à l'hétérogénéité. En effet, quelques pour-cent du volume de remblai, mis en œuvre dans de mauvaises conditions (soit à cause de leur qualité intrinsèque, soit à cause des conditions externes) et au mauvais endroit, peuvent être responsables de la ruine d'un barrage en terre.

Ces deux aspects mettent en évidence de manière indiscutable l'aspect permanent que doit avoir « le contrôle » au sens large.

Le seul intervenant qui est obligatoirement présent en permanence sur le chantier étant l'entrepreneur, il est évident que celui-ci a un rôle fondamental vis-à-vis de la qualité des travaux qu'il va réaliser ; c'est l'auto-contrôle, qui ne peut s'envisager qu'avec des entreprises compétentes ayant une bonne expérience de ce type d'ouvrage.

Cet aspect est très important et doit être bien appréhendé au niveau du choix de l'entreprise (attention à la tentation du maître d'ouvrage pour le *moins-disant* par rapport au *mieux-disant*), et cela d'autant plus que l'ouvrage est petit puisque l'on verra par la suite que la permanence du contrôle ne peut pas être assurée par le maître d'œuvre sur les ouvrages de faible importance.

Le rôle de l'entreprise étant essentiel, il est recommandé de l'inciter à appliquer un plan d'assurance qualité. Cette précaution n'enlève rien à la nécessité d'un contrôle de réalisation soigné. Mais elle peut permettre que le contrôle se déroule dans un contexte plus aisé.

Les objectifs du contrôle

L'objet du contrôle est, *in fine*, de vérifier que l'ouvrage est construit conformément au projet ou au moins en accord avec les règles de l'art ; les matériaux doivent donc être conformes aux spécifications ainsi que leur mise en œuvre.

En ce qui concerne les matériaux compactés d'une zone du remblai (ou de tout le remblai s'il est homogène), ils doivent :

- ◆ être de la qualité intrinsèque prévue, c'est-à-dire que leur granulométrie, leurs limites d'ATTERBERG, leur pourcentage de matières organiques, leur minéralogie, ont à respecter les bornes prescrites ;
- ◆ être dans un état d'humidité conforme à la fourchette admissible ;
- ◆ être compactés suffisamment pour éviter tout désordre ultérieur, mais en évitant tout surcompactage préjudiciable.

En ce qui concerne les autres matériaux du remblai, filtres, drains, enrochements de protection, c'est surtout leur qualité qu'il s'agit de vérifier : granulométrie, blocométrie, pourcentage de fines, présence d'argile, friabilité, résistance à l'usure, minéralogie.

Outre la qualité et la mise en œuvre des matériaux, il faut aussi contrôler l'implantation, les cotes et les dimensions des diverses parties du remblai, en commençant par une réception des fouilles.

Enfin, le contrôle porte également d'une part sur les dispositifs particuliers (injections, paroi moulée, appareils d'auscultation...) et, d'autre part, sur les ouvrages annexes (évacuateur de crues, prise et vidange).

Tous les contrôles évoqués ci-dessus sont d'abord visuels, mais ils sont généralement associés à des mesures et à des essais qui peuvent contredire l'impression visuelle avec une fréquence qui dépend notamment de l'expérience du contrôleur.

Le contrôle du compactage

Il consiste systématiquement, pour tous les remblais, en des mesures de teneur en eau w et de poids volumique sec γ_d , à l'aide d'un gammadensimètre ou d'un densitomètre à membrane (photos 4 et 5 p. II). Les mesures doivent être comparées aux résultats des études et de la planche d'essai. Or, sauf cas extrêmement particulier, l'hétérogénéité des matériaux d'emprunt rend très délicate toute comparaison, même si l'étude a bien fait le point des différents types de matériaux.

En fait, les éléments à déterminer avec précision sont les suivants :

- ◆ *écart entre w et l'OPN* (par exemple si $w = 20\%$ et si l'OPN = 18 %, on dira que le matériau est du côté humide de 2 points) *et taux de compactage γ_d/γ_{dmaxPN}* (exemple : si $\gamma_d/\gamma_w = 1,70$ avec $\gamma_w =$ poids volumique de l'eau, et si $\gamma_{dmaxPN}/\gamma_w = 1,73$, le taux de compactage est de 98 %) ; l'appréciation la plus fiable consiste donc à associer à chaque mesure (w , γ_d) un essai de compactage PN (matériau prélevé à l'endroit exact de la mesure) qui peut être un essai rapide selon la méthode dite de *Hilf*. L'expérience montre que des teneurs en eau, qui se situent à plus de 2 points de l'OPN, du côté sec ou du côté humide, correspondent souvent à des matériaux difficilement exploitables ;
- ◆ *le degré de saturation S du matériau compacté* ; ceci est aisé lorsque le poids volumique spécifique des particules γ_s est peu variable ; il est intéressant de reporter sur un graphe (w , γ_d) toutes les mesures ; des valeurs de S inférieures à 70 % traduisent en général un matériau sec insuffisamment compacté ; des valeurs supérieures à 90 % correspondent généralement à un matériau humide où des pressions interstitielles sont susceptibles de se développer ; des valeurs de S supérieures à 100 % mettent en évidence une erreur sur w , γ_d ou γ_s ; et bien entendu, des valeurs de S comprises entre 70 % et 90 % ne signifient pas nécessairement que le matériau est bien compacté ;
- ◆ *le poids volumique sec γ_d du matériau en place dans la zone d'emprunt* (s'il s'agit d'un matériau dont S est constant, il suffit de connaître w pour obtenir γ_d) ; ceci est important si cette valeur est sensiblement supérieure à γ_{dmaxPN} , ce qui est souvent le cas lorsque des sols indurés, des roches tendres ou des roches altérées sont exploités ; le compactage satisfaisant sans humidification mis au point lors de la planche d'essai, correspond alors en général à une valeur de γ_d comprise entre γ_d en place et γ_{dmaxPN} (par exemple si γ_d en place = 108 % de γ_{dmaxPN} , le taux de compactage convenable est de l'ordre de 104 %).

En plus des mesures et des essais décrits ci-dessus, le contrôle du compactage peut aussi s'appuyer d'une part sur des essais de laboratoire plus simples que l'essai PN mais liés à ce dernier par des corrélations et, d'autre part, sur des essais sur remblai à l'aide notamment de pénétromètres dynamiques légers, la précision obtenue étant toutefois variable.

Enfin le contrôle visuel d'exécution du remblai permet le plus souvent de déceler une teneur en eau excessive (phénomène de matelassage au passage des engins) ou insuffisante, surtout si ces observations visuelles ont pu être reliées à des contrôles quantitatifs antérieurs¹ (photo 6 p. III).

1. Voir *Bibliographie*, p. 112, note 17.

Ampleur du contrôle concernant le compactage

Un contrôle fiable du compactage nécessite la présence permanente d'un géotechnicien compétent dont le jugement est étayé par de nombreux essais PROCTOR. Comme ce contrôle permanent vient en plus du contrôle général des travaux qui, lui, fait partie de la prestation du maître d'œuvre dans le cadre d'une mission normalisée, il entraîne un coût supplémentaire pour le maître d'ouvrage. D'où les recommandations suivantes :

- ◆ un représentant compétent du maître d'œuvre, disposant d'un équipement complet de laboratoire, assure le contrôle permanent du compactage pour tous les barrages dont $H^2\sqrt{v}$ est supérieur à 300 ;
- ◆ lorsque $H^2\sqrt{v}$ est supérieur à 700, un laborantin (ou plus si la cadence de mise en œuvre l'exige) le seconde ;
- ◆ lorsque $H^2\sqrt{v}$ est inférieur à 300, le contrôle permanent est aussi souhaitable, mais s'il n'est pas possible, le maître d'œuvre effectue un contrôle classique du compactage lors de chacune de ses visites ; il réalise aussi un contrôle global de toutes les couches compactées à l'aide d'un pénétromètre dynamique léger qui permet surtout de détecter la présence de matériaux mous.

La fréquence des mesures et des essais dépend des conditions de chantier ; il est préconisé pour tous les barrages :

- ◆ au moins une mesure (w, γ_d) pour 1 000 m³ de matériaux compactés ;
- ◆ un essai PN pour une à dix mesures (w, γ_d) ;

Le cahier des clauses techniques particulières (CCTP) devra préciser la démarche à suivre en cas de non respect des prescriptions (voir pages 100 et 101). On y définira en particulier des "points d'alerte" portant sur la convenance des matériaux (granulométrie, teneur en eau) et des "points d'arrêt" portant sur leur mise en œuvre (épaisseur des couches, densité, teneur en eau).

Dossier des ouvrages exécutés

Souvent négligé pour les plus petits ouvrages, le regroupement de tous les documents relatifs à l'exécution dans un dossier de récolement est très important pour préparer et faciliter les opérations de maintenance de l'ouvrage. Lors de la réalisation de ce dossier, on portera une attention toute particulière à tous les éléments qui ne sont plus accessibles après la réalisation (levé des fouilles, position du dispositif drainant, contrôle des remblais, type et implantation des appareils d'auscultation) ainsi qu'à la description des incidents survenus pendant le chantier tels que crues, gel, arrêts pour pluies.

SPÉCIFICITÉ DES ENDIGUEMENTS DE GRANDE LONGUEUR

Les endiguements sont des ouvrages en remblais construits latéralement à une retenue d'eau, destinés à protéger la plaine alluviale contre la pénétration des eaux. L'aménage-

ment peut avoir un ou plusieurs objectifs : énergie, navigation, protection contre les crues, irrigation, tourisme...

Les digues ont un profil en travers analogue à celui des petits barrages. Leurs longueurs sont cependant beaucoup plus importantes et peuvent s'étendre sur plusieurs kilomètres. Les volumes d'eau retenus par la digue sont également très importants par rapport à la hauteur.

Un même ouvrage rencontre généralement une grande variété de conditions de site dans les domaines topographiques, géotechniques, hydro-géologiques..., ainsi que des contraintes très diverses selon les caractéristiques des secteurs : urbanisés, agricoles, sauvages... et la superposition d'activités humaines : industries, communications, irrigation...

PARTICULARITÉS AU STADE DE LA RECONNAISSANCE

Compte tenu des grandes surfaces couvertes par l'investigation, il est généralement nécessaire de procéder à deux campagnes de reconnaissance :

- ◆ une campagne préliminaire au stade des études générales :
 - topographie au 1/10 000 ou au 1/5 000 ;
 - géotechnique à base de tarières mécaniques et quelques sondages carottés ;
 - hydrogéologie par piézomètres.
- ◆ une campagne détaillée au stade des études d'exécution :
 - topographie au 1/2 000, au 1/1 000 ou au 1/500 ;
 - géotechnique par sondages carottés, tranchées à la pelle et essais de laboratoire ou *in situ* ;
 - hydrogéologie avec des essais d'eau (LEFRANC) et de pompage.

108

PARTICULARITÉS AU STADE DE LA CONCEPTION

La grande longueur des projets avec parfois une faible largeur d'emprise conduit à des mouvements de terre importants : échange entre les zones de déblais et les zones de remblais et dépôt.

L'optimisation du projet vise à équilibrer les déblais et remblais utiles en minimisant les zones d'emprunt et de dépôts avec le minimum de transport (surtout sur réseau routier).

Dans une conception de digue avec contre-canal au pied aval, l'étanchement parfait n'est pas recherché, c'est l'ouvrage de drainage qui assure gravitairement l'écoulement des eaux d'infiltration et qui règle la nappe phréatique (par drainage, maintien ou alimentation selon les cas).

Le pied amont doit être protégé contre les risques d'affouillements.

Les talus sont soumis à des agents d'érosion : batillage, marnage, vitesse de courant, effet du vent, gel... L'éventail des protections est assez large :

- ◆ revêtements bitumineux ;
- ◆ revêtements en béton préfabriqué ;
- ◆ protection par enrochements ;

- ◆ protections mixtes végétalisées ;
- ◆ protections douces végétalisées.

La solution retenue résulte de la prise en considération des critères techniques, économiques, esthétiques et écologiques. Le souci de l'entretien est à prendre en compte.

Différents critères doivent être examinés :

- ◆ stabilité du talus aval en gradient maximum ;
- ◆ stabilité du talus amont en vidange rapide ;
- ◆ stabilité en cas de submersion (pour une digue submersible) ;
- ◆ bon fonctionnement du drainage par le contre-canal ;
- ◆ calcul d'écoulement à deux dimensions et des échanges nappe-retenu-drain ;
- ◆ respect des règles de filtre entre les constituants de la digue et les sols en place.

La mise en eau des ouvrages réclame une attention particulière et un suivi très strict. Des piézomètres sont installés par profils transversaux et suivis en continu durant la montée progressive du plan d'eau ainsi que les débits d'infiltration du contre-canal.

En cas de fonctionnement insuffisant du drainage, des forages de décompression sont réalisés dans le contre-canal pour mettre en communication les couches aquifères profondes en charge avec le drain.

ÉLÉMENTS SUR LES COÛTS

Le coût total d'un barrage dépend des conditions de réalisation propres à chaque site. Il peut être estimé trop élevé pour un objectif d'irrigation et entraîner le maître d'ouvrage potentiel à renoncer à son projet, alors qu'un coût analogue peut être jugé acceptable pour l'eau potable ou un but touristique. Le niveau des subventions publiques accordées influe aussi sur la décision du maître d'ouvrage.

INVESTISSEMENTS

Les coûts d'investissements comprennent trois parties :

- ◆ *le coût des travaux de construction du barrage* : le m³ d'eau stockée revient en général à 2 à 10 Francs H.T. aux conditions économiques de 1996 (ce ratio est moins significatif pour les retenues touristiques). Les terrassements représentent en moyenne plus de la moitié de ce montant et le reste concerne les ouvrages annexes (évacuateur, prise, vidange), l'installation de chantier, les dispositifs d'étanchéité, d'auscultation. Un ordre de grandeur de la répartition des coûts de travaux est donné dans le tableau 8 (*voir p. 110*) pour les barrages en terre homogènes ou pseudo-zonés ;
- ◆ *le coût des études* : levés topographiques, étude d'impact, enquête foncière, étude hydrologique, investigations géologiques et géotechniques, établissement du projet et du DCE (missions de maîtrise d'œuvre normalisées), contrôle permanent des travaux. Ce coût

représente en moyenne 12 % environ du montant des travaux, mais dans certains cas, il peut atteindre 15 à 20 % ;

- ◆ les coûts induits par la création du barrage : acquisitions foncières, indemnités, mesures compensatoires, rétablissement des voies de communication et des réseaux. Ce coût peut être faible à très élevé. Attention à ne pas le sous-estimer.

COÛT DE L'ENTRETIEN ET DE LA SURVEILLANCE

Les opérations d'entretien et de surveillance se répartissent en trois catégories :

- ◆ *des opérations courantes* généralement assurées par le maître d'ouvrage ou l'exploitant : manœuvre des équipements, inspection visuelle, mesures piézométriques et de débit des fuites, tonte des parements, enlèvement des arbustes, peinture des ouvrages métalliques...
- ◆ *des opérations spécialisées* généralement confiées à un géomètre expert (topographie) et à un bureau d'études (visite, interprétation des mesures d'auscultation, rapport de synthèse) ;
- ◆ *des opérations de maintenance exceptionnelles* telles que le remplacement des équipements vétustes ou défectueux, les réparations des structures en béton (ragréage, traitement de fissures).

Pour les ouvrages bien conçus et bien réalisés, qui ne nécessitent pas ultérieurement des travaux de confortement importants, on peut estimer que le coût total de la surveillance et de l'entretien (y compris les prestations assurées par le maître d'ouvrage) représente annuellement environ 0,25 % à 1 % du montant des travaux actualisé. Ce coût est donc à prévoir par le maître d'ouvrage.

POSTE	Plage de variation %	Valeurs typiques	
		sans injections	avec injections
Terrassements (dont remblai)	25 à 65 (20 à 55)	60 (50)	50 (40)
Injections - paroi moulée	0 à 20	0	15
Génie civil	15 à 25	20	17
Équipements	5 à 20	10	8
Installations de chantier	5 à 15	10	10
TOTAL	100	100	100

Tableau 8 - Répartition approximative des postes de coût d'un barrage en terre

BIBLIOGRAPHIE

- 1 - CIGB, 1993 - *Barrages en remblai : protection du talus amont*, bulletin 91, 121 p.
- 2 - CIGB, 1995 - *Barrages en remblai : filtres et drains granulaires*, bulletin 95, 256 p.
- 3 - CIGB, 1986 - *Géotextiles : filtres et transition pour barrages en remblai*, bulletin 55, 129 p.
- 4 - Comité Français des Géotextiles et Géomembranes, 1986 - *Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans les systèmes de drainage et de filtration*, 22 p.
- 5 - CIGB, 1991 - *Étanchéité des barrages par géomembranes : technique actuelle*, bulletin 78, 140 p.
- 6 - Comité Français des Géotextiles et Géomembranes, 1991 - *Recommandations générales pour la réalisation d'étanchéités par géomembranes*, 47 p.
- 7 - Alonso (E.), Poulain (D.), Bernede (T.), 1994 - *Influence des caractéristiques mécaniques et des pressions interstitielles sur la stabilité des barrages en terre homogènes*, journées nationales d'étude AFEID-CFGB « petits barrages », Bordeaux, février 1993, Cemagref édition, pp. 239 - 256.
- 8 - Matar (M.), Salençon (J.), 1979 - *Capacité portante des semelles filantes*, Revue Française de Géotechnique, n°9, pp. 51 - 76.
- 9 - Leroueil (S.), Magnan (J.-P.), Tavenas (F.), 1985 - *Remblais sur argiles molles*, édition Techniques Documentaires Lavoisier, Paris.
- 10 - Recommandations AFPS, 1990 - *Tome 1 : Presses nationales de l'École Nationale des Ponts et Chaussées*, Paris, 186 p.
- 11 - Degoutte (G.), 1993 - *Auscultation des barrages*, Session de formation continue ENGREF « Sécurité des barrages en service », Montpellier, mai 1993, Édition ENGREF-Cemagref, pp. 119-135.
- 12 - Ministère de l'Agriculture, 1977- *Technique des Barrages en Aménagement Rural*, Paris, 326 p., réédition 1989.
- 13 - Royet (P.), Degoutte (G.), 1992 - *Hausses fusibles sur déversoirs de barrages*, Informations Techniques du Cemagref, mars 1992, n° 85, 8 p.
- 14 - Degoutte (G.), Royet (P.), Alonso (E.), 1992 - *Seuils souples : utilisations en rivière et sur les barrages*, Informations Techniques du Cemagref, mars 1992, n° 85, 6 p.
- 15 - Martin (Ph.), Degoutte (G.), 1993 - *Évacuateurs de crues rustiques*, Journées nationales d'étude AFEID-CFGB « petits barrages », Bordeaux, février 1993, Cemagref éditions, pp. 293 - 301.
- 16 - Manojlovic (J.), Herment (R.), 1992 - *Perrés au mastic butimineux pour les digues submersibles*, Revue Générale des routes et des aérodromes, pp. 2 - 7....
- 17 - Alonso (E.), 1993 - *Barrages en marnes, en schistes et en gneiss altérés*, Symposium international Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Athènes, septembre 1993, A.A. BALKEMA, pp. 1 225 - 1 231.

BARRAGES EN REMBLAI



▲ 1 - Compactage d'argile dans la clé d'étanchéité (texte p. 71).

I



◀ 2 - Drain vertical creusé dans le remblai et remplissage par du sable drainant et autofiltrant (texte p. 78).

PLANCHE D'ESSAI ET CONTRÔLE DE COMPACTAGE



▲ 3 - Planche d'essai d'un très petit barrage (au fond le compacteur à rouleau lisse et une décapeuse qui amène la terre depuis la zone d'emprunt (texte p. 102).

II



▲ 4 - Contrôle de compactage au densitomètre à membrane...



▲ 5 - ...ou au gamma densimètre (texte p. 106)

LE COMPACTAGE

6 - Argile compactée à une teneur en eau très supérieure à elle de l'optimum Proctor. Cette couche devra être enlevée (texte p. 106).



7 - Scarification après passage d'un rouleau vibrant lisse (texte p. 102).



8 - Compactage au rouleau vibrant à pied de mouton (la scarification comme ci-dessus est inutile dans ce cas) (texte p. 102).

GÉOSYNTHÉTIQUES



▲ 9 - Géotextile anticontaminant sous un drain horizontal en graviers (texte p. 79).

IV



▲ 10 - Mise en place d'une géomembrane bitumeuse (texte p. 81).

PROTECTION DES PAREMENTS



◀ **11** - Mise en place d'un revêtement antibatillage en partie supérieure d'un barrage à plan d'eau constant (texte p. 76).



◀ **12** - Revêtement antibatillage d'un barrage destiné à l'irrigation. On notera la rangée de gabions qui permet de diminuer la hauteur du remblai tout en conservant la revanche. Au fond, le déversoir présenté en photo 20.

13 - Revêtement en terre végétale du parement aval du même barrage. Noter la présence d'une risberme (texte p. 77).



V

14 - Talus aval enherbé (texte p. 76-77).



ÉTAPES SUCCESSIVES DE LA POSE D'UN TUYAU DE VIDANGE EN ACIER (texte p. 92-95).



◀ **15** - Mise en place de plots au fond d'une tranchée à paroi verticale.

16 - Amenée du tuyau et soudure des éléments. ▶



◀ **17** - La tranchée est remplie de béton.



18 - Le bétonnage est terminé. ▶



ÉVACUATEUR DE CRUE



◀ **19** - Déversoir à entonnement frontal, coursier posé sur remblai et dissipateur d'énergie (texte p.96).



▼ **20** - Partie déversante d'un déversoir à entonnement latéral.

BARRAGES EN BÉTON



◀ **21** - Barrage poids en béton (texte p. 116).

22 - Barrage voûte à simple courbure (prise d'eau du Chapeauroux). On notera la partie déversante en forme de Creager (texte p. 115).



▼ **23** - Barrage en béton compacté au rouleau du Riou (texte p. 118 et coupe type p. 130).

