HAL
open science

Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi = Small dams: guidelines for design, construction and monitoring

G. Degoutte, J.J. Fry

To cite this version:

G. Degoutte, J.J. Fry. Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi = Small dams: guidelines for design, construction and monitoring. 2002. hal-02580482

HAL Id: hal-02580482

https://hal.inrae.fr/hal-02580482

Submitted on 24 May 2023

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

COMITÉ FRANÇAIS DES GRANDS BARRAGES

PETITS BARRAGES

recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi

PUB 00003797

Coordination : Gérard Degoutte

EMA GMA9

Cemagref EDITIONS

COMITÉ FRANÇAIS DES GRANDS BARRAGES

PETITS BARRAGES

recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi

CEMAGREF
Documentation
Clermont Fd - Fr

Coordination : Gérard DEGOUTTE (ENGREF)

Réalisé avec la participation financière du Ministère de l'Agriculture de l'Alimentation et de la Pêche (Direction de l'espace Rural et de la Forêt).

CRÉDIT PHOTOGRAPHIQUE

Photo de couverture : CACG, Barrage de l'Arrêt-Darre (Hautes-Pyrénées)

Photo 19 : C.A.C.G.

Photos 15 à 18 : CARA

Photos 1, 2, 9 et 10 : E. Alonso

Photos 3, 4, 6, 11, 20, 21 et 22 : G. Degoutte

Photos 5, 7, 8, 12, 13, 14 et 23 : P. Royet

Création graphique et suivi de fabrication : D. Challeil
Impression : Jouve, 18, rue Saint-Denis, BP 2734 75027 Paris Cedex 01
Diffusion : PUBLI-TRANS, BP 22, 91167 Longjumeau Cedex 9
Tél. 01 69 10 85 85 - Fax. 01 69 10 85 84
© Copyright 1997 - Coédition Cemagref Éditions, ENGREF - *Petits Barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi* - Comité Français des Grands Barrages - Coordination : Gérard Degoutte - 1997, 1re édition - ISBN 2-85362-448-X - Photographie de couverture : *Barrage de l'Arrêt-Darre, Compagnie d'aménagement des coteaux de Gascogne*, Dépôt légal : 1er trimestre 1997

Liste des membres du groupe de travail

Animateur général : G. DEGOUTTE (ENGREF)

Sous-Groupe *Études géologiques et géotechniques*

Animateur : P. BRUNEL (CARA)

Membres : E. ALONSO (Cemagref), J.-P. BECUE (SAFEGE), J.-L. BRODIN (CACG), B. COUTURIER (BRL), D. LAUTRIN (Cemagref), G. MICHEL (SCP)

Sous-Groupe *Barrages en remblai*

Animateur : E. ALONSO (Cemagref)

Membres : J.-P. BECUE (SAFEGE), G. BOLLE (expert), J.-L. BRODIN (CACG), P. BRUNEL (CARA), A. CASSARD (DDAF Bas-Rhin), G. DEGOUTTE (ENGREF), M. DORÉ (MECASOL), D. LAUTRIN (Cemagref), J. LEFEBVRE (ingénieur conseil), G. MICHEL (SCP), P. ROYET (Cemagref), G. TRATAPEL (CNR)

Sous-Groupe *Barrages en béton*

Animateur : P. ROYET (Cemagref)

Membres : G. DEGOUTTE (ENGREF), M. GIRARD (SOMIVAL), M. LINO (ISL), J. TEYSSIEUX (COYNE & BELLIER), G. TRATAPEL (CNR)

Sous-Groupe *Vie de l'Ouvrage*

Animateur : Ph. VINCENT (EDF)

Membres : A. EMERIAU (DDAF Lot-et-Garonne), Ph. MARTIN (CACG), G. MICHEL (SCP), P. ROYET (Cemagref)

Chapitre *Choix du site et du type de barrage*

J.-P. BECUE (SAFEGE), G. DEGOUTTE (ENGREF) et D. LAUTRIN (Cemagref)

Chapitre *Prédétermination des crues*

J. LAVABRE (Cemagref)

Chapitre *Gestion de la qualité de l'eau*

H. BEUFFE, A. DUTARTRE, Y. SOUCHON, S. VALENTIN (Cemagref), A. GRÉGOIRE (EDF), A. HÉTIER (CACG) et M. LAFFORGUE (AquaTechnique)

Liste des relecteurs

A. GOUBET, président du CFBG

D. BISTER (EDF)

P. DUPEUBLE (BACHY)

P. HABIB (ancien président de la Société Internationale de Mécanique des Roches)

F. LACROIX (Cemagref)

P. LE DELLIOU (BETCGB)

P. LONDE (président honoraire de la Commision Internationale des Grands Barrages)

P. MALIVERNEY (EDF)

Nota : Les coordonnées des membres du groupe de travail et des relecteurs figurent en fin d'ouvrage.

Préface

Rédigé à l'initiative du Comité Français des Grands Barrages, ce document propose des recommandations pour la conception et la réalisation des petits barrages. Par convention sont qualifiés de petits les barrages de hauteur inférieure à 25 mètres.

En effet, si le corps de doctrine est bien déterminé pour les barrages de plus de 20 mètres, dont les projets sont tous examinés par le Comité Technique Permanent des Barrages (C.T.P.B.), il n'en va pas de même des ouvrages de hauteur inférieure.

Or, la conception d'un petit barrage est souvent délicate car les moyens d'étude et de contrôle ne peuvent être à la hauteur de ceux que l'on n'hésite pas à consacrer aux plus grands ouvrages. Par contre leur mauvais comportement n'entraîne que des conséquences plus limitées pour leur environnement.

C'est pourquoi un groupe de travail très large constitué de représentants de bureaux d'études, services de l'État, sociétés d'aménagement régional, grands maîtres d'ouvrage, organismes de recherche et d'enseignement supérieur a organisé une confrontation de l'expérience de ses membres, souvent riche dans le domaine des petits comme des grands barrages, pour définir un consensus qui soit homogène, pour les plus grands des petits barrages, avec les pratiques admises par le C.T.P.B.

La tâche accomplie par l'ensemble des rédacteurs est considérable. Je tiens à les en remercier, et plus spécialement M. Gérard DEGOUTTE qui a eu la lourde charge, et la patience, de coordonner l'ensemble des travaux.

Leur meilleure récompense sera l'usage que feront de ces recommandations, pour concilier économie et sécurité, les multiples intervenants dans les diverses étapes de la réalisation d'un barrage : services techniques des maîtres d'ouvrage, bureaux d'études, entrepreneurs, services de l'État.

Le Président
André GOUBET

TABLE DES MATIÈRES

Avant Propos - *Pourquoi des recommandations pour les petits barrages ?* ***13***

QUELS BARRAGES ? 13

SPÉCIFICITÉS DES PETITS BARRAGES 14

QUE SIGNIFIE L'EXPRESSION PETIT BARRAGE ? 14

TAILLE DE L'OUVRAGE ET SÉCURITÉ 15

ASPECTS ABORDÉS 16

Chap. I - *Choix du site et du type de barrage* ***17***

TOPOGRAPHIE ET APPORTS DU BASSIN VERSANT 18

MORPHOLOGIE DE LA VALLÉE 18

GÉOLOGIE ET CONDITIONS DE FONDATION 18

Fondations rocheuses 19

Fondations graveleuses 19

Fondations sablo-silteuses 19

Fondations argileuses 19

MATÉRIAUX DISPONIBLES 20

CRUES ET OUVRAGES HYDRAULIQUES 20

CRITÈRES ÉCONOMIQUES 21

CONCLUSION SUR LE CHOIX DU TYPE DE BARRAGE 21

Chap. II - *Prédétermination de la crue de projet* ***23***

CONSIDÉRATIONS PRÉALABLES 24

CRUE DE PROJET ET CRUE DE SURETÉ 24

LA MÉTHODE DU GRADEX 25

Hypothèses de la méthode du GRADEX 26

Difficultés d'application de la méthode du GRADEX 27

LE MODÈLE AGREGEE 28

LA MÉTHODE PMP - PMF 29

LE MODÈLE SHYPRE : SIMULATION DE SCÉNARIOS DE CRUE 29

LES FORMULES EMPIRIQUES ET FORMULES RÉGIONALISÉES 30

Les courbes enveloppes de Francou-Rodier 30

Synthèse des débits de période de retour 1 000 ans calculés par la méthode du GRADEX 30

Analyse pluie-débit sur un bassin versant bien documenté 31
Présentation du bassin versant 31
Mise en œuvre de la méthode du gradex 32
La rétention du bassin versant 32
Distributions statistiques des pluies et des lames écoulées 32
Coefficients débit de pointe/débit moyen 33
Conclusion 34
Hydrogramme de projet 34
Bibliographie 36

Chap. III - *Études géologiques et géotechniques* *37*
Observations préliminaires 37
Techniques utilisées 38
Inventaire de sites 38
Topographie 39
Photogéologie 40
Cartographie géologique 40
Tranchées à la pelle hydraulique 40
Géophysique 42
Forages carottés 42
Essais géotechniques en laboratoire 46
Essais et mesures in situ 47
Recommandations pour le déroulement des études 48
Identification et choix du site 48
Étude géologique de surface 49
Étude de faisabilité géologique 52
Études géologique et géotechnique d'APS 57
Études géologique et géotechnique d'APD 60
Géologie et géotechnique au stade du projet 62
Suivi géologique des travaux 62
Bibliographie 66

Chap. IV - *Barrages en remblai* *67*
Les types de barrages en remblai 67
Études géotechniques 68
Choix du type de barrage en terre 70
Traitement de la fondation de l'ouvrage 71
Étanchéité de la fondation 71
Drainage de la fondation 72
Conception du remblai 73

Profil, largeur en crête, revanche 73
Protection des parements et de la crête 75
Filtres et drains 77
Étanchéités artificielles 81
ANALYSE DE STABILITÉ 82
Les actions 82
Calculs de stabilité 83
PRISE EN COMPTE DE LA SISMICITÉ 87
Séisme de projet et méthodes de calcul de la stabilité du barrage 87
Méthode pseudo-statique 88
Méthodes utilisant le comportement dynamique des sols 89
Dispositions constructives particulières concernant la fondation et le remblai 89
DISPOSITIF D'AUSCULTATION 90
Les appareils d'auscultation des petits barrages en terre 90
Choix du dispositif d'auscultation 92
OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE 92
Recommandations communes aux dispositifs constitués d'une conduite 93
Recommandations modulées 94
ÉVACUATEUR DE CRUES 95
Conception du seuil déversant 95
Implantation et dimensionnement 97
Solutions adaptées aux très petits barrages 98
Comportement au séisme des ouvrages annexes 99
CONSULTATION DES ENTREPRISES ET CONSTRUCTION DU BARRAGE 99
Consultation des entreprises 99
Principes de construction à préciser dans le CCTP 101
Planche d'essai 102
Contrôle des travaux 104
SPÉCIFICITÉ DES ENDIGUEMENTS DE GRANDE LONGUEUR 107
Particularités au stade de la reconnaissance 108
Particularités au stade de la conception 108
ÉLÉMENTS SUR LES COÛTS 109
Investissements 109
Coût de l'entretien et de la surveillance 110
BIBLIOGRAPHIE 111

Chap. V - *Petits barrages en béton* ***113***
LE CHOIX DU TYPE DE BARRAGE EN BÉTON 114
Pourquoi choisir un barrage rigide ? 114
Fonctionnement mécanique des barrages rigides 114
Les matériaux utilisés : évolution historique 116
Conclusions sur le choix du barrage en béton 119
LE BARRAGE POIDS CLASSIQUE (EN BCV OU BCR) 120
Fondation 120
Traitement de la fondation 121
Drainage 122
Analyse de stabilité 122
Dispositions constructives des barrages en béton conventionnel 127
Dispositif d'auscultation 129
QUELQUES EXEMPLES DE BARRAGES RÉCENTS EN BCR 129
Le barrage du Riou 130
Le barrage de Villaumur 131
Le barrage d'EL Koreima 132
Le barrage de Louberria 133
Le barrage de Mykonos I 133
LES BARRAGES MOBILES 134
Préambule 134
Principes de dimensionnement 135
Dispositions constructives 136
Les seuils souples 136
CONSULTATION DES ENTREPRISES ET PLANCHE D'ESSAI 138
BIBLIOGRAPHIE 139

Chap. VI - *Gestion de la qualité de l'eau* ***141***
GESTION DE LA QUALITÉ DE L'EAU DES RETENUES 141
Eutrophisation des retenues artificielles 142
Faune aquatique 143
Gestion et restauration 144
Conclusion sur la qualité des retenues 149
CONSÉQUENCE DU DÉBIT RÉSERVÉ SUR LA VIE PISCICOLE 150
Effets d'une réduction de débit 150
Mesures des modifications de l'habitat physique 151
Prise en compte des effets écologiques dans les études de débit réservé 154
Conclusion : vers une gestion intégrée 157
BIBLIOGRAPHIE 157

Chap. VII - *Vie de l'ouvrage* ***159***
SPÉCIFICITÉS DES BARRAGES DE « FAIBLE HAUTEUR » 160
RÔLE DES DIFFÉRENTS INTERVENANTS 160
Le propriétaire (ou le concessionnaire) 160
L'exploitant 160
Le bureau d'études 161
Le Service du Contrôle 161
PRINCIPES GÉNÉRAUX DE SURVEILLANCE 162
MÉTHODOLOGIE DE LA SURVEILLANCE DES OUVRAGES 163
Documents relatifs à la construction 163
Plan de surveillance 163
ORGANISATION DE LA SURVEILLANCE PAR LE PROPRIÉTAIRE 164
L'inspection visuelle 164
Visites techniques 165
L'auscultation 166
Rapports d'auscultation 166
VISITES DU SERVICE DU CONTRÔLE 167
Visites annuelles 167
Visites décennales 167
ENTRETIEN DES OUVRAGES 168
CONCLUSION 168
Documents historiques 168
Surveillance des ouvrages 169
Formation - Sensibilisation 169
Concernant les ouvrages neufs 169
BIBLIOGRAPHIE 170

Conclusion ***171***
Les études géologiques et géotechniques 171
Connaissance des crues 172
Conception des barrages en terre 172
Conception des barrages en béton 172
Conception de l'évacuateur de crues 172
Suivi de l'ouvrage 173
Coordonnées des membres du groupe de travail
et du comité de lecture 175

Pourquoi des recommandations pour les petits barrages ?

Gérard DEGOUTTE, ENGREF,
animateur du groupe de travail

Le Comité Français des Grands Barrages a décidé de rédiger des recommandations pour les petits barrages en partant du constat que les publications professionnelles disponibles portaient surtout sur les grands ouvrages. Le présent document réalise donc la synthèse des expériences vécues et des recherches françaises sous forme de recommandations pour la conception et la construction de barrages de hauteur comprise entre 5 et 25 mètres environ, en France métropolitaine.

Néanmoins, bien des développements sont aussi applicables dans d'autres régions.

QUELS BARRAGES ?

Les barrages construits en France dans cette gamme de hauteur sont :
- les barrages en terre (qui sont les plus nombreux),
- les barrages poids en béton ou en BCR[1].

Les barrages voûtes ainsi que les barrages en enrochements seront abordés plus succinctement, car il en existe peu de hauteur inférieure à 25 mètres. Les barrages en maçonnerie, qui ne sont plus construits en France, et les barrages à contrefort ou les multi-voûtes,

1. *BCR* : béton compacté au rouleau. Technique décrite au chapitre *Petits barrages en béton*, p. 113 et s.

qui n'apparaissent plus économiquement intéressants dans cette gamme de hauteur, ne seront pas traités.

Spécificités des petits barrages

Les petits barrages présentent a priori autant de difficultés que les très grands. Bien sûr, leur faible taille s'accompagne de faibles contraintes : le comportement d'un rocher d'appui va rester dans le domaine élastique ; les vitesses à l'aval d'un coursier d'évacuateur n'engendreront pas de phénomènes de cavitation, mais à l'inverse, il ne sera pas toujours financièrement raisonnable de vouloir acquérir une connaissance parfaite de l'étanchéité d'une cuvette ; l'absence de station limnigraphique gonflera l'indétermination des débits de crue... Indétermination, zones d'ombre compliquent donc la tâche du concepteur. Celui-ci devra alors concevoir un ouvrage adapté à ces incertitudes. Si c'est impossible, il sera placé devant le dilemme de déclarer le site impropre ou bien de prendre un risque. Risque de rupture, mais plus souvent risque de fuites excessives.

L'expérience de nombreux désordres conduit, dans ce cas, à recommander sans ambiguïté d'écarter le site, quitte à l'écarter à tort... ce qu'on ne saura jamais !

Que signifie l'expression petit barrage ?

Il n'existe pas de définition unanimement reconnue de l'expression *petit barrage*. En France, on considère souvent que les *grands barrages* ont une hauteur supérieure à 20 mètres[1], parce que depuis 1966 les projets de tels barrages doivent être soumis au Comité Technique Permanent des Barrages ; pourtant les textes applicables n'utilisent pas le vocable grand barrage.

De son côté la Commission Internationale des Grands Barrages considère comme grands barrages les ouvrages de hauteur supérieure à 15 mètres, ou bien même, dans certains cas, comprise entre 10 et 15 mètres[2].

En fait, il n'est pas très important de définir avec précision la limite entre *petit barrage* et *grand barrage*. Un barrage de 20 mètres sera pour l'un le plus petit des grands barrages et pour l'autre le plus grand des petits barrages ! Nous proposons simplement pour fixer les idées, de baptiser *petits* barrages ceux dont la hauteur est inférieure à 15 mètres et *moyens* ceux dont la hauteur est comprise entre 15 et 25 mètres. Cette définition ne prétend pas être universelle, et elle n'a bien sûr aucun caractère réglementaire. Le pré-

1. Hauteur mesurée au-dessus du point le plus bas du terrain naturel et prenant en compte la profondeur du lit mineur éventuel.
2. Hauteur mesurée au-dessus du point le plus bas de la fondation.

sent document constitue des recommandations et non pas des règles qui s'appliqueraient obligatoirement à telle catégorie de barrage ou telle catégorie de maître d'ouvrage.

Taille de l'ouvrage et sécurité

Petit ou moyen barrage n'est en rien synonyme de barrage sans risque. Pour des retenues stockant plus de 100 000 m³ par exemple, on ne peut jamais exclure un risque pour une personne présente au pied du barrage au mauvais moment. Pas de compromis donc sur la sécurité. Le lecteur non convaincu devra bien considérer qu'il y a environ 10 000 petits ou moyens barrages en France.

Bien sûr, les recommandations doivent être en harmonie avec le risque encouru : un barrage de 10 mètres de hauteur stockant 15 millions de m³ n'est pas à comparer avec un barrage de 10 mètres stockant 50 000 m³.

Pour croiser ces deux facteurs - hauteur et volume - il a été convenu de s'appuyer sur le paramètre $H^2\sqrt{V}$. H désigne la hauteur du barrage en mètres au-dessus du point bas du sol naturel et V est le volume stocké en millions de m³ au niveau normal. Le graphique ci-dessous *(figure 1)* comporte plusieurs valeurs de $H^2\sqrt{V}$ comprises entre 5 et 3 000. La zone comprise entre les pointillés encadre tous les barrages français, si on ne considère pas les digues de fleuves.

Le lecteur est invité à reporter sur ce graphique les quelques barrages qu'il connaît le mieux !

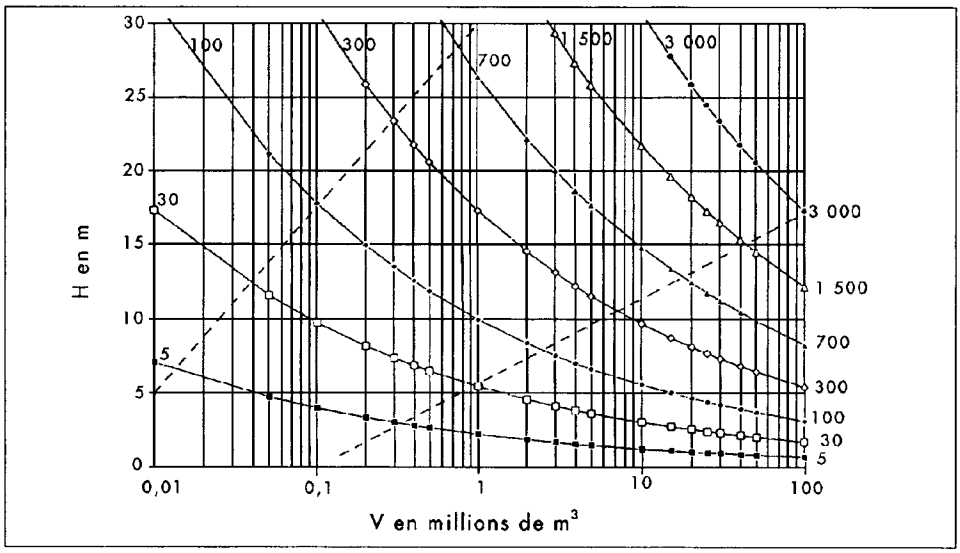


Fig. 1 - Relation hauteur - volume et quelques valeurs de $H^2\sqrt{V}$ (V en hm³, H en m)

Ce paramètre $H^2\sqrt{V}$ n'a pas une signification scientifique particulière. Il doit être considéré comme un indicateur du potentiel de risque à l'aval. Par exemple, on a pu constater une bonne corrélation entre $H^2\sqrt{V}$ et le débit maximal obtenu à l'aval d'un barrage après un effacement total.

Le présent manuel préconise donc des dispositions minimales modulées en fonction de ce paramètre. Cela n'empêchera pas d'adopter des dispositions supérieures, dictées par des critères techniques, chaque fois que des circonstances particulières l'imposeront.

Aspects abordés

Le présent manuel traite, bien entendu, des études préalables tant géologiques et géotechniques *(voir chap. III, p. 37)* qu'hydrologiques pour la prédétermination des crues *(voir chap. II, p. 23)*. Il traite ensuite de la conception et de la réalisation des deux grands types de barrage : barrages en remblais *(voir chap. IV, p. 67)* et barrages en béton *(voir chap. V, p. 113)*.

Les aspects liés à l'environnement sont de plus en plus à l'ordre du jour. Le chapitre VI traite du problème fondamental de la qualité de l'eau, aussi bien dans la retenue qu'à son aval. Mais si l'on construit des barrages depuis des millénaires, on ne mesure les impacts sur l'eau que depuis au mieux quelques dizaines d'années. Ce chapitre est donc davantage l'état actuel de la connaissance qu'un ensemble de recommandations précises.

Enfin, certains maîtres d'ouvrage attachent de plus en plus de poids à l'aspect paysager. Il n'est pas traité ici, car le corps de doctrine n'existe pas à notre connaissance. Recommandons simplement au maître d'œuvre et à l'entrepreneur de prendre davantage cet aspect en considération à la fois pour l'aspect fini des parements et pour l'intégration des ouvrages en béton ou des bâtiments de service.

Pour finir, rappelons qu'un barrage n'est pas définitif quand l'entreprise quitte les lieux, ni même quand l'évacuateur déverse pour la première fois. Un barrage est vivant, il vieillit donc. Il doit faire l'objet d'une surveillance attentive et être ausculté comme indiqué au chapitre VII.

CHAPITRE I

Choix du site et du type de barrage

Rédigé par Jean-Pierre BECUE (SAFEGE)
avec la participation de Gérard DEGOUTTE (ENGREF)
et Danièle LAUTRIN (Cemagref)

Les types de barrages peuvent être classés en différentes catégories selon le matériau de construction et selon le mode de résistance à la poussée de l'eau :

- *barrages en remblai homogènes drainés, zonés ou à étanchéité artificielle ;*
- *barrages poids en béton, ou en BCR ;*
- *barrages voûte ;*
- *et pour mémoire, barrages à contreforts ou à voûtes multiples.*

Les barrages en remblai sont des ouvrages souples. Les autres barrages sont rigides.

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrages sont les suivants :

- *la topographie et les apports du bassin versant ;*
- *la morphologie de la vallée ;*
- *les conditions géologiques et géotechniques ;*
- *le régime des crues.*

Dans plusieurs cas, après considération de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles. Des considérations économiques permettront alors de départager les solutions.

Topographie et apports du bassin versant

Si l'on excepte le cas des plans d'eau à vocation touristique et les petits barrages hydroélectriques, c'est le volume de la retenue qui conditionne toute la conception du barrage. On cherche en effet à disposer d'un volume d'eau pour le soutien d'étiage, l'irrigation ou l'eau potable, ou bien d'un volume disponible pour amortir une crue.

Le tout premier travail consiste donc à calculer le volume d'eau d'une cuvette, en plusieurs sites éventuellement. Un premier dégrossissage peut être fait à l'aide de la carte IGN au 1/25 000, sauf pour les retenues de quelques dizaines de milliers de m^3. Le deuxième travail consiste à vérifier si le bassin versant autorise le remplissage de la retenue et à calculer avec quel risque de défaillance.

Morphologie de la vallée

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté.

Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains (resserrement indépendant d'une zone d'éboulement ou d'un glissement). Ce type de site est peu fréquent, soit parce qu'il n'existe pas toujours de resserrement de vallée dans la nature, soit parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques.

En première approximation, une vallée large conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. Un site étroit conviendra aussi à un barrage poids et un site très étroit conviendra aussi à une voûte. Tout cela bien sûr sous réserve que les fondations le permettent.

Géologie et conditions de fondation

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs souvent déterminants dans la sélection du type de barrage.

Fondations rocheuses

Sauf en cas de roches très fissurées ou de caractéristiques très médiocres, les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous types de barrages, moyennant des dispositions adéquates concernant la purge des matériaux très altérés et le traitement éventuel par injection. Deux critères sont à prendre en compte : la résistance à la compression et au cisaillement de la fondation ou de l'appui, et la déformabilité du rocher. Les barrages en remblai conviennent toujours. Pour les autres, les exigences vont en croissant du BCR, au béton conventionnel et à la voûte.

Fondations graveleuses

Sous réserve qu'elles soient suffisamment compactes, ces fondations conviennent en général pour des barrages en terre ou en enrochements, du moins au plan mécanique. Le contrôle des fuites doit être assuré par un dispositif d'étanchéité et de drainage approprié. Dans la pratique, ce type de fondation se rencontre surtout pour les rivières ou fleuves à débit important. L'ouvrage doit donc évacuer des crues importantes, ce qui exclue les barrages en terre. Des barrages en béton de très petite hauteur peuvent également être édifiés moyennant des précautions concernant les fuites et les percolations (risque de renard) et les tassements différentiels.

Fondations sablo-silteuses

Des fondations de silt ou de sable fin peuvent convenir à l'édification de barrages en terre, voire exceptionnellement à de très petits barrages poids en béton moyennant de sérieuses précautions.

Fondations argileuses

Des fondations argileuses impliquent presque automatiquement le choix de barrages en remblai, avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

Matériaux disponibles

La disponibilité sur le site, ou à proximité, de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable, souvent même prépondérante sur le choix du type de barrage :

- sols utilisables en remblai ;
- enrochements pour remblai ou protection de talus (rip-rap) ;
- agrégats à béton (matériaux alluvionnaires ou concassés).

La possibilité d'extraire ces matériaux de l'emprise de la retenue permet d'accroître la capacité de stockage. En outre, cela minimise généralement les coûts de transport et de remise en état des zones d'emprunts.

D'une manière générale, si l'on dispose de sols limoneux ou argileux de qualité (teneur en fines, plasticité, état) et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné - en réservant les matériaux les plus grossiers en recharge aval - s'impose comme la plus économique, du moins tant que les débits de crue à évacuer demeurent modestes.

Si l'on dispose de matériaux imperméables en quantité limitée, et par ailleurs de matériaux grossiers ou d'enrochements, il est envisageable de construire un barrage en terre zoné ou en enrochements avec noyau. Cette solution présente l'inconvénient d'une mise en œuvre par zones, d'autant plus compliquée que le site est restreint et contrarie l'évolution des engins.

Si l'on ne dispose que de matériaux grossiers, ceux-ci peuvent être exploités pour édifier un remblai homogène, l'étanchéité étant assurée par une paroi au coulis construite après montée du remblai en son centre, ou par une étanchéité amont artificielle (béton ou membrane).

Si l'on ne dispose que d'enrochements, un barrage en enrochements compactés avec étanchéité amont rapportée (membrane, masque en béton hydraulique ou béton bitumineux) conviendra. La solution béton, en particulier la solution BCR, peut également s'avérer compétitive, sous réserve de fondation suffisamment bonne (rocher ou terrain compact) ne nécessitant pas de fouilles excessives.

Crues et ouvrages hydrauliques

Le coût des ouvrages d'évacuation des crues dépend des caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

Dans le cas de bassin versant étendu et de crues prévisibles sévères, il peut être intéressant de combiner évacuateur de crues et barrage dans un ouvrage en béton déversant.

Au contraire, un déversoir de petites dimensions favorise plutôt le choix d'un barrage en remblai, toutes choses égales d'ailleurs.

Lorsque la construction d'un évacuateur requiert des excavations significatives, la possibilité d'utiliser les produits de déblais favorise aussi un barrage en remblai.

Lorsqu'une galerie est requise pour assurer la dérivation provisoire du cours d'eau durant les travaux, cette galerie peut être avantageusement intégrée aux ouvrages d'évacuation des crues, moyennant, si besoin est, une légère augmentation de sa section *(voir chap. IV, p. 67)*.

Le choix d'un barrage en BCR peut s'avérer attractif, dans la mesure où il permet de comprimer les délais d'exécution et de s'affranchir des risques liés à l'arrivée d'une crue qui obligerait, dans les autres solutions, à des ouvrages de dérivation ou de protection onéreux.

Critères économiques

Dans plusieurs cas, les considérations précédentes auront permis de retenir plusieurs types de barrage. Par exemple, des fondations rocheuses, la présence de matériaux meubles proches du site, un débit de crue important, conduiront à mettre en balance un barrage en BCR et un barrage en terre équipé d'un évacuateur de crue coûteux.

Il convient alors de poursuivre les études pour les deux types d'ouvrages, en veillant à affiner les estimations de coût au fur et à mesure de la progression des études. Dès que l'un des types de barrages paraît significativement plus économique, il est préférable de ne pas s'entêter sur l'autre option.

Conclusion sur le choix du type de barrage

Le choix du type de barrage s'impose tout naturellement dans bien des cas, sans qu'il soit nécessaire de faire des investigations poussées. Ainsi, lorsque le substratum rocheux est à une profondeur supérieure à environ 5 mètres, seul un barrage en remblai est raisonnablement envisageable, du moins pour les ouvrages de hauteur inférieure à 25 mètres. Dans certaines régions, le contexte géologique est tel que le type de barrage est presque toujours le même.

Dans d'autres cas, le choix du type de barrage sera un compromis entre les différents aspects suivants : nature de la fondation, disponibilité de matériaux à proximité, hydrologie, pour aboutir au meilleur choix économique.

Mais il y aura toujours intérêt à choisir le plus rapidement possible, en règle générale à l'issue des études de faisabilité.

CHAPITRE II

Prédétermination de la crue de projet

Jacques LAVABRE, Cemagref

A priori, les méthodes de calcul des crues de projet ne diffèrent ni selon la taille des ouvrages, ni même selon celle des bassins versants, du moins en dessous de quelques centaines de km².

Mais en pratique, il y a deux spécificités importantes pour les petits et moyens barrages :

- *la première concerne la fréquence de l'épisode de crue contre lequel on veut se prémunir ; on pourra, en effet, admettre des fréquences modérées pour les très petits ouvrages, dont la rupture aurait des conséquences à peu près imperceptibles à l'aval ; on devra, par contre, retenir des fréquences faibles pour les barrages présentant des risques pour les populations aval ;*
- *la deuxième différence provient du fait que les petits et moyens barrages barrent très généralement des bassins versants de faible superficie. Ceux-ci sont rarement équipés de stations de mesure. La qualité de l'information hydroclimatologique est alors moins bonne. L'imprécision plus grande des résultats de l'étude hydrologique doit être prise en compte lors du choix du type d'évacuateur et de son dimensionnement.*

Considérations préalables

Il est maintenant clairement admis que l'étude de la crue, qui sert au dimensionnement des ouvrages évacuateurs de crue des barrages, ne peut reposer sur la seule observation des débits. Les méthodes sont de type hydrométéorologique et associent la connaissance des pluies à celle des débits. Ces méthodes peuvent reposer simplement sur des concepts statistiques (méthode du GRADEX, modèle AGREGEE[1]) ou proposer une approche déterministe de la transformation de la pluie en débit.

Dans plusieurs pays (en particulier dans les pays anglo-saxons), la méthode *Pluie Maximum Probable - Débit Maximum Probable* (PMP - PMF[2]), développée par l'école Nord-américaine, est d'usage courant. Cette méthode définit un débit maximum probable pour le bassin versant considéré, qui est le plus fort débit raisonnablement imaginable. Le risque d'occurrence d'un tel débit est en principe infiniment faible, en tout cas non chiffrable.

Dans d'autres pays, dont la France, on calcule un débit de projet assorti d'un risque d'apparition. En fonction de la vulnérabilité à l'aval : pertes en vies humaines, considérations économiques, submersibilité ou non de l'ouvrage... la fréquence retenue est de l'ordre de 10^{-2} à 10^{-4}. En terme fréquentiel, cela signifie par exemple, qu'un ouvrage conçu pour évacuer la crue de fréquence 10^{-3} a un risque de $1 - (0{,}999)^{100} = 9{,}5$ %, d'être soumis à la crue de projet, sur une durée d'exploitation de 100 ans. Le risque est de l'ordre de 1 % si l'ouvrage est susceptible d'évacuer la crue de fréquence décamillénale (durée d'exploitation de 100 ans). Il faut donc être conscient que l'ouvrage a un risque non négligeable d'être confronté à la crue de projet ainsi déterminée, tout en considérant que l'ouvrage est susceptible de résister à une crue supérieure grâce à la *revanche*.

Bien qu'a priori toutes les méthodes ne soient applicables que sur des sites pour lesquels des chroniques d'observation sont disponibles, des considérations pratiques conduisent parfois à des applications en mode dégradé. C'est souvent le cas pour les petits bassins versants, qui disposent rarement de chroniques de débits. La fiabilité de l'étude hydrologique reste toutefois extrêmement tributaire de la qualité de l'information hydroclimatologique disponible.

Crue de projet et crue de sureté

La *crue de projet* est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer les *Plus Hautes Eaux* (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités de laminage. Souvent la crue de projet considérée est

1. Définition en pp. 26-29.
2. *PMP - PMF* : Probable Maximum Precipitation - Probable Maximum Flood.

la crue de débit de pointe maximale. Il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue. Une crue moins pointue, mais plus étalée, pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre 100 ans et 10 000 ans (fréquence 10^{-2} à 10^{-4}). Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Le *risque intrinsèque au barrage* peut être quantifié par le paramètre $H^2\sqrt{V}$. Vis-à-vis de ce critère, on propose dans le tableau 1 des recommandations pour le choix de la crue de projet. Cependant le *risque global* est lié aussi à la *vulnérabilité* de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être noyée en cas de rupture). Les recommandations du tableau 1 seront à renforcer en cas de forte vulnérabilité (passer par exemple de la crue cinqcentennale à la crue millennale). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique, la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1 000 ans, quelle que soit la valeur de $H^2\sqrt{V}$.

Le calcul des *PHE* étant effectué, on adopte pour la crête du barrage une cote supérieure. La différence entre ces deux cotes est baptisée *revanche*. Cette revanche est essentiellement destinée à éviter la submersion par les vagues, mais joue en outre un rôle essentiel dans la sécurité vis-à-vis des crues. Un mode de calcul en est donné en page 73 *(chap. IV)*.

La revanche permet au barrage de résister à une crue supérieure à la crue de projet baptisée *crue de sûreté*. C'est par définition la crue la plus pénalisante que pourra subir l'ouvrage sans mettre en cause sa pérennité. Dans le cas d'un évacuateur à seuil libre d'un barrage en remblai, la crue de sûreté sera la crue qui provoque la surverse, sous réserve qu'elle ne provoque pas aussi un débordement en un point du coursier dans une zone dangereuse pour le remblai. Pour un barrage poids, la crue de sûreté correspond aussi à la crête de la partie non déversante. Pour un barrage à noyau, la crue de sûreté sera obtenue lorsque la retenue atteint non pas la crête du barrage, mais la crête du noyau.

$H^2\sqrt{V}$	< 5	5 à 30	30 à 100	100 à 700	> 700
Période de retour en années (crue)	100 (centennale)	500 (cinqcentennale)	1 000 (millennale)	5 000 (cinqmillennale)	10 000 (décamillennale)

Tableau 1 - Période de retour minimale pour la crue de projet d'un barrage en terre, compte non tenu de la vulnérabilité à l'aval ; (H : hauteur du barrage en m ; V : volume de la retenue en hm^3)

La méthode du gradex[1]

Cette méthode statistique, développée par EDF, est d'emploi courant en France. Son succès est en particulier lié à sa (relative) facilité de mise en œuvre, qui résulte de la simplification extrême du processus de transformation de la pluie en débit.

1. Voir *Bibliographie*, p. 36, notes 5, 7 et 11.

Hypothèses de la méthode du gradex

La pluie est considérée globalement sur une certaine durée, égale à la durée moyenne des hydrogrammes.

Les lois de probabilité des précipitations de différentes durées sont à décroissance exponentielle simple. Le paramètre descripteur privilégié découle de la connaissance de l'écart type de la série des valeurs maximales des précipitations. Il est appelé Gradient Exponentiel, GRADEX. La loi de GUMBEL est souvent retenue. Sa fonction de répartition s'écrit :

$F(P) = EXP(-EXP(-(P-Po)/a)$

Le GRADEX *(a)* peut être obtenu par la méthode des moments. Il est dans ce cas égal à 0,78 fois l'écart-type. *a* est bien sûr fonction de la durée de précipitation considérée.

Remarques :

- Lorsque $P \rightarrow \infty$, $F(P) \rightarrow 1 - EXP(-(P-Po)/a)$ et le logarithme néperien de la période de retour $T = (1/(1 - F(P))$ est égal à $(P - Po)/a$. Les hauteurs de précipitations varient linéairement avec le logarithme de la période de retour, la pente *(a)* de cette droite étant égale au GRADEX.
- Si $P_{1\,000}$ et P_{100} désignent respectivement les hauteurs de précipitations de périodes de retour 1 000 et 100 ans, alors :
$P_{1\,000} - P_{100} = a\,(\ln 1\,000 - \ln 100) = 2{,}3\,a$
(ln désignant le logarithme *néperien*).

À partir d'un certain état de saturation du bassin versant, tout accroissement de pluie génère un accroissement égal du volume écoulé dans le même laps de temps. En première approximation, cet état est atteint pour des périodes de retour de l'ordre de 10 ans (bassins imperméables, à faible rétention), à 50 ans (bassins perméables, à forte rétention).

La loi des volumes écoulés est simplement obtenue par la loi des hauteurs de précipitation translatée au point de période de retour 10 ou 50 ans.

Une interprétation *physique* de ce processus peut découler de l'observation du graphique de variation des volumes écoulés en fonction des hauteurs de précipitations *(voir fig. 1, p. 35)*. La rétention du bassin versant est schématisée par le décalage entre la bissectrice (pluie = volume écoulé) et sa parallèle, tracée au milieu du nuage de points. La figure 2 *(voir p. 35)* illustre le principe : l'ajustement réalisé sur les valeurs de pluie a pour pente le gradex. Dans cette application, la période de retour retenue pour l'hypothèse de saturation du bassin versant est 20 ans (ce qui correspond à une variable réduite de GUMBEL égale à 2,97). Au-delà du volume écoulé correspondant à cette période de retour, l'ajustement est obtenu en traçant une droite de pente égale au gradex.

Dans cet exemple, le bassin versant est équipé, et il a donc été possible de faire un ajustement statistique sur les volumes écoulés, jusqu'à la période de retour 20 ans.

Dans le cas de petits bassins versants dépourvus de chronique de débit, cette opération n'est pas possible. Une approche régionale basée sur des bassins versants proches, et si

possible similaires, est alors nécessaire. Mais il est aussi admissible d'avoir recours seulement à des synthèses nationales telles que SOCOSE ou CRUPEDIX[1]. Ces méthodes nécessitent essentiellement des données pluviométriques et fournissent un ordre de grandeur des débits de pointe de période de retour 10 ans (10 et 20 ans pour SOCOSE). Il s'avère qu'une erreur même importante sur la crue de retour 10 ans (ou 20 ans) a une influence relative faible sur la crue de période de retour 1 000 ans ou 10 000 ans calculée par la méthode du gradex.

On constate donc que dans le cas des petits bassins versants non jaugés, l'évaluation des débits de crue de fréquence rare repose quasi-exclusivement sur l'information pluviométrique. Celle-ci est fort heureusement plus largement disponible sur une très grande partie du territoire français.

Un simple rapport d'affinité permet le passage du volume écoulé pendant la durée considérée au débit de pointe. Ce rapport est estimé à partir des hydrogrammes observés ; on retient sa valeur moyenne (les lois de probabilité des rapports et des écoulements moyens peuvent aussi être combinées, pour aboutir à des rapports croissants avec la période de retour). Pour les bassins versants non équipés de stations limnigraphiques, on peut utiliser le rapport obtenu sur des bassins versants similaires.

Un exemple d'application figure en page 31.

Difficultés d'application de la méthode du gradex

La décroissance strictement exponentielle des précipitations avec la période de retour conduit à affecter des périodes de retour extrêmement élevées à certains événements effectivement observés en un point quelconque du territoire français. Rappelons que des totaux de précipitations supérieurs à 500 mm en 24 heures, ne sont localement pas réellement exceptionnels en France, mais restent l'apanage de quelques régions particulières : autour de 1 000 mm dans la région du Canigou (Pyrénées Orientales) en octobre 1940, 800 mm dans la région de Solenzara (Corse) en octobre 1993... La crue de projet retenue conventionnellement pour dimensionner un barrage n'est donc pas la crue maximale susceptible de se produire.

Il n'existe pas de règle bien définie pour calculer la durée sur laquelle l'hypothèse d'égalité des accroissements de pluie et des volumes écoulés est appliquée. Seule une analyse détaillée des couples averses-crues permet une estimation pas trop hasardeuse. En l'absence de données précises, la formulation du temps caractéristique du bassin versant, développée dans la méthode SOCOSE[2], peut être retenue. Dans cette méthode, le temps caractéristique est défini comme la durée pendant laquelle le débit est supérieur à la moitié du débit de pointe. Si l'on ne dispose pas de données de débit sur le site, la formule régionalisée suivante peut être utilisée :

$$\text{Log } D = -0{,}69 + 0{,}32 \text{ Log } S + 2{,}2\ (Pa/Pta)^{0,5}$$

1. Voir *Bibliographie*, p. 36, note 1.
2. Voir *Bibliographie*, p. 36, note 1 et 12.

où
D : temps caractéristique (heure)
S : surface du bassin versant (km^2)
Pa : pluie annuelle moyenne (mm)
P : pluie journalière de fréquence décennale (mm)
ta : température annuelle moyenne (°C)

Remarque :
La méthode est très souvent employée au pas de temps journalier lorsque la superficie du bassin versant est d'une certaine importance, en raison de la plus grande disponibilité des données journalières de pluie et de débit.

La brusque cassure qui affecte la loi des débits au point pivot (démarrage de la loi des pluies), conduit à une surestimation des débits de fréquence intermédiaire (périodes de retour de l'ordre de 50 à 500 ans).

Le rapport d'affinité pour obtenir le débit de pointe est très variable. La méthode préconise de retenir sa valeur moyenne. Si l'on a bien choisi la durée sur laquelle l'accroissement de débit est égal à l'accroissement de pluie, elle doit être de l'ordre de 1,5 à 2,0.

La méthode ne fournit pas une forme d'hydrogramme de projet qui est nécessaire pour la simulation du laminage des crues. Une forme bi-triangulaire qui respecte la durée, le débit de pointe et le volume écoulé peut être retenue. Généralement ces hydrogrammes de projet entraînent des surestimations de la capacité de laminage, car ils ne constituent qu'une partie de la crue. Il y a souvent lieu de tenir compte d'un débit de base du cours d'eau avant la crue lorsqu'il peut représenter une proportion non négligeable du débit de crue.

Le modèle agregee[1]

De développement récent au Cemagref, ce modèle se situe dans le prolongement de la méthode du GRADEX, dont il reprend la conception statistique et l'hypothèse que lorsque le bassin versant est saturé, tout accroissement de pluie génère un accroissement égal de l'écoulement. Les modifications portent sur :
- la combinaison des lois de probabilité des pluies et des débits pour obtenir un passage progressif de la loi des débits vers la loi des pluies ;
- la prise en compte de la distribution statistique du coefficient d'affinité (passage de l'écoulement moyen au débit de pointe) ;
- l'approche probabiliste des débits instantanés afin d'obtenir une forme d'hydrogramme synthétique de projet.

Ce modèle ne fait aucune hypothèse sur les lois de probabilité des pluies. La décroissance exponentielle simple des précipitations en fonction de la période de retour n'est pas imposée. Grâce au passage progressif de la loi des débits vers la loi des pluies, le

1. Voir *Bibliographie*, p. 36, note 9.

modèle échappe à la surestimation des débits de périodes de retour intermédiaires (50 - 500 ans). Bien que peu réalistes, les hydrogrammes synthétiques monofréquences obtenus sont d'emploi facile pour les calculs de laminage de la crue.

Le modèle AGREGEE et la méthode du GRADEX donnent des résultats voisins pour l'estimation des crues extrêmes (1 000 ans - 10 000 ans).

La méthode PMP - PMF[1]

Cette méthode est simplement citée ici pour mémoire car elle est très rarement utilisée en France. Elle repose sur la connaissance de la *Pluie Maximum Probable* (PMP) sur le bassin versant et sur une modélisation pluie-débit pour calculer le *Débit Maximum Probable* (PMF). Elle aboutit à un hydrogramme de projet.

La *PMP* est définie comme étant théoriquement la plus forte précipitation d'une durée déterminée qui est physiquement probable sur un site géographique déterminé. Son estimation repose sur les données des averses observées et sur la maximalisation des paramètres météorologiques liés aux précipitations : humidité, température, tension de vapeur saturante de l'air, vitesse du vent, phénomènes convectifs... Son calcul est du ressort du météorologue. Afin de faciliter sa détermination, certains pays (mais pas la France) ont publié des estimations régionalisées de la *PMP*.

Le modèle SHYPRE : simulation de scénarios de crue[2]

Le Cemagref développe un modèle de simulation de scénarios de crues : le modèle SHYPRE (simulation d'hydrogrammes en prédétermination).

Cette approche s'attache à valoriser au maximum l'information temporelle contenue dans la pluie pour fournir des hydrogrammes de crues « réels ». Grâce au couplage d'un modèle de simulation de pluies horaires et d'un modèle de transformation de la pluie en débit, cette méthode propose une collection d'hydrogrammes de crues simulés sur un grand nombre d'années : 1 000 ans, 10 000 ans. Ces crues sont alors disponibles pour tout calcul en hydraulique transitoire : laminage dans une retenue, modélisation de champ d'inondation... L'aménageur peut ainsi simuler le fonctionnement des ouvrages hydrauliques et retenir comme crue de projet la crue dont la forme est la plus pénalisante pour l'aménagement. Il dispose également d'un échantillon de débits de crue entrants et sortants de la retenue qui permet d'effectuer des statistiques robustes sur les crues à l'aval de l'aménagement.

---

1. Voir *Bibliographie*, p. 36, notes 4 et 8.
2. Voir *Bibliographie*, p. 36, notes 2,3 et 10.

Ce modèle est opérationnel et nécessite de disposer des pluies horaires. Sur la façade méditerranéenne française, une version régionalisée est en outre opérationnelle à partir de la seule connaissance des pluies journalières. Le développement généralisé à d'autres typologies de pluie (climat océanique) ne devraient pas poser de problèmes, mais n'a pas encore été initié.

Les formules empiriques et formules régionalisées

Ces méthodes d'estimation des débits sont extrêmement sommaires et ne peuvent en aucun cas se substituer à une étude hydrologique complète.

Les courbes enveloppes de Francou-Rodier[1]

À partir des crues maximales observées lors des deux derniers siècles sur 1 400 bassins versants répartis dans le monde et ayant des superficies dans la fourchette 10 - 2.10^6 km², FRANCOU et RODIER ont établi la courbe enveloppe dont la formulation est la suivante :

$Q/Qo = (S/So)^{1-k/10}$

où

Q représente le débit de pointe de la crue en m³/s d'un bassin versant de superficie S en km². Qo = 10^6 et So = 10^8.

k est un paramètre régionalisé. Il varie en France dans la fourchette 5,5 (zone méditerranéenne) à 3,5 (zone océanique du nord de la France).

S'agissant de l'enveloppe des crues maximales observées, ces estimations de débit ne sont pas affectées d'une fréquence d'apparition, les auteurs considérant toutefois qu'une bonne partie des crues correspond à une période de retour voisine de 100 ans.

Synthèse des débits de période de retour 1 000 ans calculés par la méthode du GRADEX[2]

La méthode du GRADEX a été appliquée par EDF sur de nombreux bassins versants français, de superficie variant de quelques km² à quelques milliers de km². La régression établie sur 170 bassins versants du débit de pointe de période de retour 1 000 ans en fonction de la superficie du bassin versant s'écrit :

$Q = \lambda.S^{0,72}$

où

S est la surface du bassin versant en km² et λ un paramètre donné par le tableau ci-après pour les trois zones suivantes :

- *zone I* : les bassins affluents de la Loire inférieure (Vienne, Creuse...) situés au nord du Massif Central, ceux de la Saône, de la Moselle, de la Bretagne ;

1. Voir *Bibliographie*, p. 36, note 6.
2. Voir *Bibliographie*, p. 36, note 5.

- *zone II :* les bassins des Pyrénées occidentales, centrales, de l'Aude et de l'Ariège, de la Dordogne et du Lot, les bassins de la Durance, du Fier et de l'Arve, des Dranses, de l'Isère ;
- *zone III :* les bassins de la Haute Loire, des Cévennes, du Tarn, des affluents rive droite du Rhône à l'aval de Lyon (Eyrieux, Ardèche...), des Alpes-Maritimes, de la Corse.

Zone	λ	Fourchette à 90 %	Fourchette à 70 %
I	4,05	3,07 - 5,36	3,4 - 4,8
II	7,4	5,2 - 10,4	5,9 - 9,2
III	16,4	9,1 - 29,7	11,3 - 23,9

Cette formule n'est pas applicable aux bassins versants inférieurs à quelques km². Elle ne donne qu'un ordre de grandeur qu'il faut toujours affiner par une étude locale. Cet ordre de grandeur est seulement à considérer pour porter un premier jugement sur la capacité de l'évacuateur de crue. Il ne dispensera jamais d'une étude plus complète.

Analyse pluie-débit sur un bassin versant bien documenté

Il est très rare de disposer d'un petit bassin versant dont on connaît bien l'hydrologie. L'étude suivante n'a donc pas pour objet la détermination de la crue de projet d'un barrage. Elle présente les observations faites sur un bassin versant expérimental qui justifie la méthode préconisée et permet de constater que le débit de pointe de la crue de projet dépend peu de la durée des pluies considérées.

Présentation du bassin versant

Ce bassin versant, situé en zone montagneuse méditerranéenne (massif des Maures), est géré par le Cemagref depuis 1967 dans le cadre du Bassin de Recherche du Réal Collobrier. Les terrains à l'affleurement sont essentiellement constitués de gneiss compacts. Le sol est peu épais. La végétation est formée d'un maquis à bruyère arborescente et arbousiers. Le bassin versant a une superficie de 1,47 km². La pluviométrie annuelle moyenne (1967-1990) est de 1 164 mm et l'écoulement correspondant est de 626 mm.

Les plus fortes crues sont générées par des épisodes pluvieux intenses observés surtout en septembre et octobre. À titre d'exemple, les deux épisodes pluvieux suivants, qui présentent des distributions temporelles très contrastées, illustrent parfaitement les différentes modalités de réponse du bassin *(voir tableau 2, p. 32)*.

Date	Pluie maximale (en mm)		Écoulement maximal (en mm)		Débit de pointe (m^3/s)	Ratio Débit de pointe/ Débit en 24 h
	24 h	1 h	24 h	1 h		
13.09.68	159	88	57	21	15,5	15,5
29.10.83	165	25	25	3,4	1,61	3,6

Tableau 2 - Crues des 13/09/68 et 29/10/83

Mise en œuvre de la méthode du GRADEX

La méthode du GRADEX est appliquée à différents pas de temps : 1, 2, 4, 8, 12 et 24 heures, bien que ces dernières durées soient très supérieures à la durée caractéristique du bassin. Les figures 1 et 2 *(voir p. 35)* illustrent, à titre d'exemple, le cas des pluies et des écoulements observés en 4 heures.

On a retenu tous les phénomènes au cours desquels la pluie mesurée a dépassé un certain seuil.

La rétention du bassin versant

On constate sur la figure 1 *(voir p. 35)* que pour les trois pluies les plus fortes, les rétentions sont comprises entre 70 et 100 mm et pour les trois plus importantes crues, entre 55 et 100 mm. L'analyse statistique exposée plus loin conduit à retenir pour le *point pivot* de la méthode du GRADEX, la fréquence 0,95 (période de retour 20 ans, variable réduite de GUMBEL, u = 2,97).

Le tableau 3 montre l'évolution de la rétention avec la durée de la pluie.

Durée (heures)	1	2	4	8	12	24
Rétention (mm)	30	43	57	76	86	98

Tableau 3 - Rétentions de période de retour 20 ans pour différentes durées de la pluie

Distributions statistiques des pluies et des lames écoulées

Elles sont représentées sur la figure 2 *(voir p. 35)*. Les pluies et les lames figurent en ordonnée et la variable centrée réduite de la loi de GUMBEL u, en abscisse.

La concavité des deux courbes s'explique par le fait que l'on a conservé des phénomènes de très faible durée de retour. La distribution asymptotique des pluies apparaît si l'on ne retient que les 27 événements les plus importants (un événement par année). Il n'est pas anormal que l'événement le plus important (13 septembre 1968) s'écarte sensiblement de la courbe.

Comme l'incertitude d'échantillonnage liée à un échantillon de 27 valeurs est importante pour déterminer les pentes des asymptotes proportionnelles aux écarts types, on a effectué les calculs à partir des 150 plus fortes pluies observées pour chacune des durées étudiées. Il semblerait, sur cet exemple, que cette méthode d'ajustement surestime la fréquence des plus fortes valeurs. Ceci n'est imputable qu'à l'échantillonnage. L'application de cette méthode d'ajustement aux échantillons des autres durées de pluie aboutit à des estimations soit tout à fait concordantes, soit par défaut (concavité des points vers le bas). Les résultats sont présentés dans le tableau 4.

Durée (h)		1	2	4	8	12	24
Lame	a	2,24	4,43	7,72	11,9	14,9	22,3
(mm)	b	3,90	7,60	13,5	22,4	29,3	44,2
Pluie	a	6,82	10,9	15,9	22,5	26,8	34,3
(mm)	b	20,1	31,5	46,5	66,2	79,7	106

Tableau 4 - Valeurs de a et de b des équations liant la pluie (ou la lame) à la variable centrée réduite de GUMBEL : P (ou L) = au + b

L'application de ces équations pour la fréquence 0,95 (u = 2,97) a permis d'établir le tableau 3.

La croissance du GRADEX, et donc l'évolution des valeurs de a, pente de la droite de distribution des pluies, s'ordonne parfaitement avec la durée et se traduit par la relation suivante :

$$\text{GRADEX}(t) = 7{,}4\, t^{0{,}51}$$

Les lames de fréquence rare se déduisent directement de ces équations. En fixant le point pivot à la fréquence 0,95 (u = 2,97), les lames écoulées sur différentes durées, de fréquence 0,999, sont estimées aux valeurs reportées dans le tableau 5.

Durée (heures)	1	2	4	8	12	24
Lame (mm)	37,2	63,3	98,6	146	179	245

Tableau 5 - Estimation des lames écoulées de fréquence 0,999

Coefficients débit de pointe/débit moyen

Les rapports débit de pointe/débit moyen ont été calculés pour tous les événements considérés. Leur distribution permet d'évaluer les rapports à retenir pour déterminer les débits de pointe des crues de grande durée de retour.

Ces rapports sont très variables, surtout pour les crues de très faible volume. La valeur des rapports croît évidemment avec la durée du phénomène étudié : comprise entre 1 et 2 pour les durées de 1 à 2 heures, elle peut atteindre 25 pour certains épisodes de 24 heures.

En retenant pour chacune des durées de 1, 2 et 4 heures les rapports observés lors des trois plus fortes crues (soit 1,6 - 1,74 et 2,67), on obtient pour le débit de pointe de la crue millénale des estimations très voisines, soit 24,3 - 22,5 et 26,9 m^3/s.

Conclusion

Cette application permet de mettre en évidence la faible influence de la durée de la pluie prise en compte pour l'application de la méthode du GRADEX sur l'estimation du débit de pointe de crues de grande durée de retour.

Ce résultat est analogue à ceux obtenus pour des bassins versants beaucoup plus grands dont les crues ont été estimées en retenant successivement des pluies de 1 ou 2 jours.

Hydrogramme de projet

L'hydrogramme de projet est calculé de manière à respecter :

- le débit de pointe de 24,5 m^3/s (moyenne des trois estimations) ;
- le volume écoulé en 24 heures, de fréquence 0,999 (245 mm, soit 0,36 hm^3).

La formulation suivante est retenue :

$$q(t) = \frac{qp \cdot 2 \cdot (t/D)^{\alpha}}{1 + (t/D)^{2\alpha}}$$

où

qp : débit de pointe

q(t) : débit à l'instant t

D : temps caractéristique du bassin versant, comme défini en page 27.

Une valeur de α de 2,7 permet dans cet exemple de respecter les deux conditions ci-dessus et conduit à l'hydrogramme de projet de la figure 3.

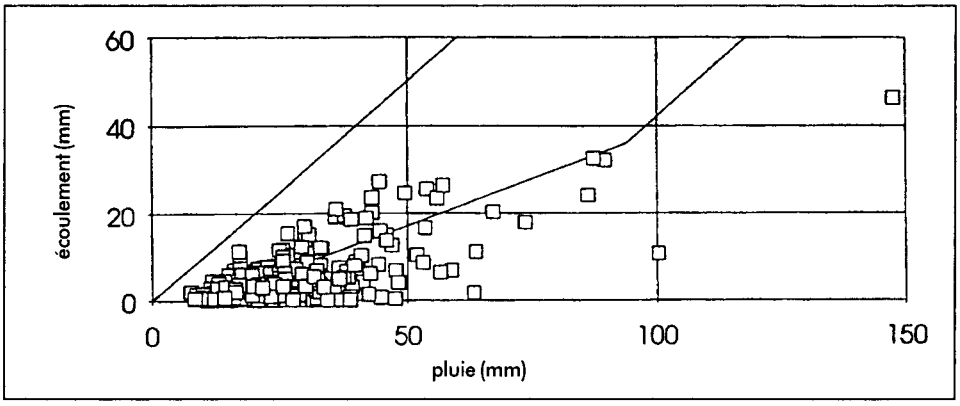


Fig. 1 - Écoulement et pluie de durée 4 heures

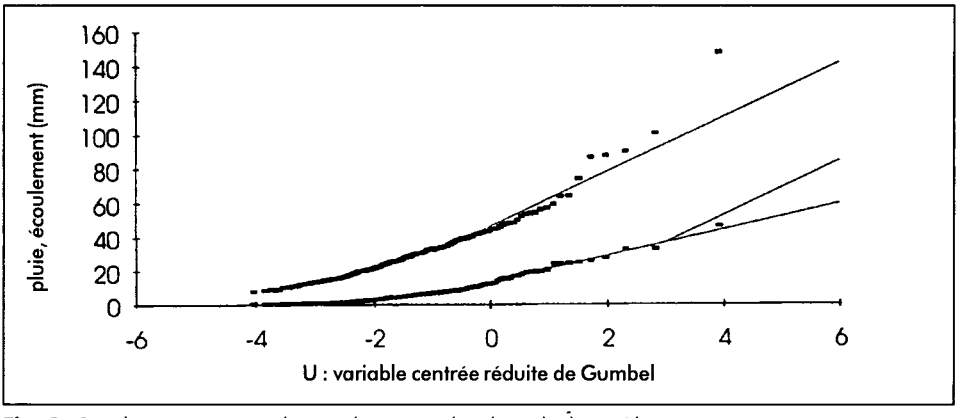


Fig. 2 - Distribution statistique des écoulements et des pluies de durée 4 heures

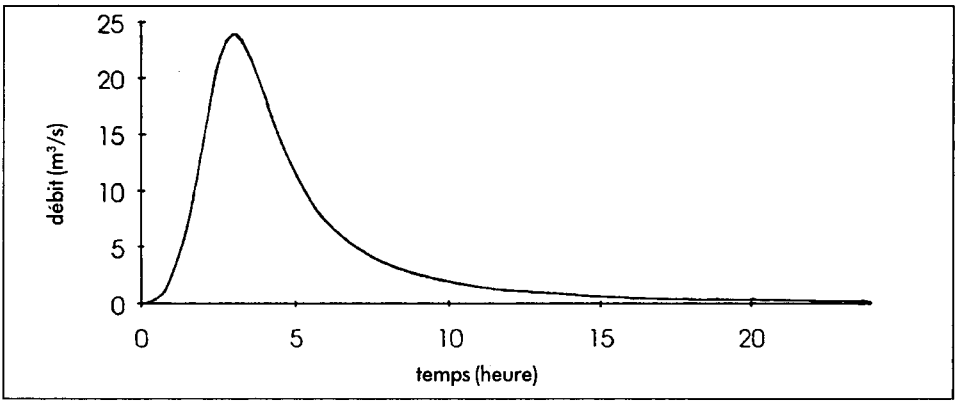


Fig. 3 - Hydrogramme de projet

Bibliographie

1 - Cemagref, 1980 - *Synthèse nationale sur les crues des petits bassins versants ; méthodes SOCOSE et CRUPEDIX*, 3 fascicules, 120 p.

2 - Cernesson (F.), 1993 - *Modèle simple de prédétermination des crues de fréquence courante à rare sur des petits bassins versants méditerranéens*, thèse de doctorat, Université des Sciences et Technique du Languedoc, Montpellier, 240 p. + annexes.

3 - Cernesson (F.), Lavabre (J.), Masson (J.-M.), 1992 - *Flood simulation from rainfall/runoff modeling*, Symposium *dams and extreme floods*, Grenade, tome I, pp. 46 - 55.

4 - CIGB - ICOLD, 1992 - *Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles*, bulletin 82.

5 - Duband *et al.*, 1988 - *Évaluation des crues extrêmes et de la crue de projet par la méthode du GRADEX*, 16e congrès CIGB, San Francisco, vol. IV, Q 63-R 60, pp. 1 009 - 1 047.

6 - Francou (S.), Rodier (F.), 1967 - *Essai de classification des crues maximales observées dans le monde*, Cahiers de l'ORSTOM, vol. IV, n° 3, pp. 19 - 46.

7 - Guillot (P.), Duband (D.), 1968 - *La méthode du GRADEX pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies*, SHF, question 1, rapport 7, Paris, 7 p.

8 - Lavabre (J.), 1993 - *Prédétermination des crues*, cours à l'ENGREF, Montpellier, 30 p.

9 - Margoum (M.), 1992 - *Éstimation des crues rares et extrêmes, le modèle AGREGEE. Conception et premières validations*, thèse de doctorat, École des Mines de Paris, Cemagref, 252 p.

10 - Arnaud (P.), Lavabre (J.), 1995 - *Simulation du fonctionnement hydrologique d'une retenue d'eau, Research and Development in the field of dams. Swiss National Commitee on Large Dams*, Crans Montana, pp. 641 - 652.

11 - CFGB, 1994 - *Les crues de projet des barrages : méthode du GRADEX*, 96 p.

12 - Leviandier (Th.) et *al.* - *Hydrologie appliquée. Tome 1 : méthodes globales et synthétiques*, Cemagref éditeur, à paraître.

CHAPITRE III

Études géologiques et géotechniques

Animé par Patrice BRUNEL (CARA)
Membres du groupe : Emmanuel ALONSO (Cemagref), Jean-Pierre BECUE (SAFEGE), Jean-Luc BRODIN (CACG), Bernard COUTURIER (BRL), Danièle LAUTRIN (Cemagref) et Georges MICHEL (SCP).

Concernant les études géologiques et géotechniques, seront plus spécialement abordés :
- *les diverses techniques possibles ;*
- *l'identification et choix du site de barrage ;*
- *les études géologiques, géotechniques et les travaux de reconnaissance permettant l'adaptation du projet au site choisi, avec notamment le choix du type de barrage le mieux adapté au site ;*
- *le suivi géologique des travaux de construction du barrage.*

OBSERVATIONS PRÉLIMINAIRES

Ce chapitre a pour but d'émettre des recommandations issues de l'expérience des auteurs et des usages habituellement constatés. Compte tenu de la spécificité des problèmes géologiques et géotechniques, on ne donnera pas ici de programme-type mais le minimum usuellement admis.

En effet, l'importance primordiale de la connaissance du contexte géologique et géotechnique dans lequel va être intégré l'ouvrage étudié, alliée à la très grande variété des fondations rencontrées, qui fait de chacun d'eux un objet unique, ne permettent pas de définir a priori l'importance et la nature des reconnaissances nécessaires.

Seul un professionnel expérimenté est à même d'adapter le déroulement des études au contexte géologique qu'elles mettent petit à petit en évidence et aux problèmes identifiés ou supposés, selon un processus itératif qui se traduit classiquement par un programme de reconnaissances constitué de plusieurs phases (l'orientation et le contenu de chacune étant définie à l'issue de la précédente).

Ces reconnaissances doivent permettre d'éviter, dans la mesure du possible, la rencontre de problèmes imprévus lors des travaux de construction du barrage, pouvant amener à des improvisations, des surcoûts et des retards toujours néfastes (et ce d'autant plus que l'ouvrage est petit et bénéficie généralement d'un financement limité avec peu de marge de manœuvre).

Nous aborderons successivement :
- les différentes techniques utilisées lors des études géologiques et géotechniques de projets de barrages ;
- les recommandations méthodologiques concernant les différentes phases des interventions géologiques et géotechniques, de l'identification du site à la réalisation des travaux.

Les notions usuelles de géotechnique et de mécanique des roches sont supposées connues, et le lecteur pourra éventuellement se reporter aux nombreux manuels spécialisés dans ces domaines.

Techniques utilisées

Sera développé l'ensemble des techniques applicables aux barrages de hauteur inférieure à environ 25 mètres. Selon la nature du site et la taille de l'ouvrage, seules certaines d'entre elles devront être employées.

Inventaire de sites

La recherche méthodique de sites de barrages est pratiquée lorsqu'il faut trouver des sites potentiels de stockage pour répondre à un besoin de ressource en eau dans un secteur donné, qui peut être réduit (un bassin hydrographique de quelques centaines d'hectares) ou très étendu (un grand bassin versant de plusieurs centaines de km^2). Cette démarche fait appel aux techniques suivantes :
- inventaire cartographique sur des cartes topographiques du commerce d'échelle appropriée à la taille de la retenue envisagée (1/25 000 pour les ouvrages concernés par ce document : les très petits sites ne sont pas identifiables à cette échelle) ;
- photographie aérienne (couples stéréoscopiques) ;
- prospection directe sur le terrain.

Ces trois techniques se complètent utilement et il est toujours préférable de les associer, lorsque cela est possible, chacune apportant des éléments d'information concourant à

une meilleure appréciation des caractéristiques du site :
- *cartographie :* estimation « précise » des surfaces et des volumes (barrage, retenue, bassin versant) ;
- *photographie aérienne :* nature du couvert végétal, occupation des sols (attention à la date de prise de vue, qui doit être la plus récente possible) ;
- *prospection directe :* prise en compte de détails morphologiques et autres, premières indications sur la géologie du site, possibilité de repérage de sites de petite taille.

Topographie

La topographie constitue le support essentiel du travail du géologue qui doit toujours situer plus ou moins précisément les observations qu'il réalise, tant en planimétrie qu'en altimétrie. Selon le degré d'avancement des études et l'importance des problèmes, on peut distinguer la topographie simplifiée ou la topographie régulière.

La topographie simplifiée

Il est bon de procéder au nivellement des premiers sondages réalisés sans attendre les levers détaillés ultérieurs, afin de permettre un tracé suffisamment précis des profils géologiques interprétatifs.

Le lever d'un profil topographique sommaire sur l'axe du barrage (au niveau automatique de chantier et à la chaîne) est, par ailleurs, fort utile pour estimer le volume de celui-ci dès le début des études, le coût de l'ouvrage lui étant en grande partie proportionnel.

La topographie régulière

La conception des ouvrages nécessite la réalisation de plans topographiques précis, s'appuyant sur des levers de la zone d'implantation du barrage (au 1/500 ou plus détaillé), des ouvrages annexes le cas échéant (au 1/200 ou plus détaillé) et de la cuvette de retenue, au moins jusqu'à la cote des plus hautes eaux exceptionnelles (l'échelle du cadastre : 1/2 000 ou 1/2 500 est généralement bien adaptée pour les cuvettes de quelques dizaines d'hectares ; l'échelle du 1/5 000 peut être adoptée pour des cuvettes très étendues, au prix d'une précision moindre, et celle du 1/1 000 pour les petites retenues de quelques hectares).

Ces levers sont habituellement confiés à des géomètres-experts DPLG, et le plus souvent traités par des moyens informatiques (carnets électroniques de terrain, report automatique des points, tracé des courbes de niveaux). Il est souhaitable de se faire remettre par le géomètre, en même temps que le plan-papier, un fichier sur support informatique des points du lever qui pourra être utile au projeteur équipé en CAO (Conception Assistée par Ordinateur).

Il est judicieux de profiter du lever topographique pour faire reporter sur le plan tous les points particuliers dont il est nécessaire de connaître la position précise (sondages, puits, sources, structures géologiques diverses...). À cet effet, le concepteur peut laisser des repères numérotés, et bien visibles sur le terrain, ou accompagner le géomètre lors de son lever.

Dans certains cas (terrain d'accès très difficile, végétation dense, cuvette très étendue, problèmes fonciers non résolus...), le plan topographique de la cuvette peut être réalisé par stéréophotogrammétrie aérienne (complétée et calée sur le terrain), au prix d'une moins grande précision, mais qui peut s'avérer suffisante et parfois plus réaliste.

Photogéologie

L'interprétation géologique de photographies aériennes (en couples stéréoscopiques) peut utilement compléter la cartographie classique (notamment pour les aspects structuraux en contexte rocheux fortement altéré mais sans couverture importante), et même la remplacer dans certains cas (absence de fond topographique utilisable), tout en s'accompagnant obligatoirement d'un calage sur le terrain.

Son utilité réside notamment dans la possibilité qu'elle offre de mettre en évidence des structures non directement observables sur le terrain, grâce à l'intégration de multiples détails que permet le recul de la prise de vue aérienne, et parfois des traits géomorphologiques de grande ampleur difficilement visibles au sol ou masqués (végétation...).

L'examen des photographies aériennes (récentes de préférence) fournit aussi des indications sur le couvert végétal et l'occupation des sols dans le bassin versant. Elles se révèlent utiles pour les études hydrologiques et l'analyse des transports solides du cours d'eau.

Cartographie géologique

Si les conditions d'affleurement le permettent, une carte géologique peut être levée à une échelle adaptée à la précision recherchée, au stade d'étude concerné et à la taille du site, et généralement sur un fond topographique existant (cartes IGN éventuellement agrandies), ou sur des plans topographiques réguliers et plus détaillés s'ils sont disponibles.

Le géologue doit s'attacher à y faire apparaître la nature des terrains constituant le substratum au droit des affleurements (à figurer selon leur taille réelle), et des terrains de recouvrement ailleurs, en y distinguant autant de catégories que nécessaire. Doivent figurer sur sa carte tous les indices utiles : structuraux (pendages, plis, schistosité, failles et cassures, filons...), hydrogéologiques (sources, pertes...), et géomorphologiques (notamment les glissements de terrain anciens ou actuels, les indices karstiques...).

Tranchées à la pelle hydraulique

Cette technique concerne les reconnaissances du site où sera implanté l'ouvrage, les zones d'emprunt dans le cas d'un barrage en terre et éventuellement le diagnostic d'étanchéité de la cuvette.

Elle concerne essentiellement les barrages en terre, mais peut aussi être utilisée dans la reconnaissance du site d'un barrage en béton, lorsque le substratum rocheux n'est pas très profond, afin d'évaluer l'importance des terrassements préalables. Néanmoins, dans

le cas d'un barrage en béton, les essais sont à peu près inutiles puisque la partie meuble sera enlevée.

Les tranchées réalisées à l'aide d'une pelle hydraulique (de préférence sur chenilles pour permettre son accès en tous points) constituent probablement le moyen d'investigation le plus utilisé pour les études de faisabilité géologique de sites de barrages, en raison de leur faible coût (3 000 à 4 000 francs par jour aux conditions économiques de 1996) et de la quantité importante d'informations qu'elles permettent d'amasser dans un laps de temps réduit (15 à 20 tranchées de 4 mètres de profondeur par jour en terrains courants).

On procède en général par tranchées « ponctuelles » dans l'emprise du barrage et dans la cuvette de retenue (zones d'emprunt potentielles). Dans certains cas, il peut être préférable de réaliser des tranchées continues d'orientation judicieusement choisie.

La profondeur d'investigation est limitée par la puissance de la pelle hydraulique, la longueur de son bras et la nature des terrains traversés. Des profondeurs de 4 à 5 mètres sont couramment atteintes avec une pelle d'au moins 100 chevaux de puissance et un godet de 80 à 100 cm de large muni de dents efficaces (godet type « terrassement »).

Le géologue peut lever des coupes assez précises en suivant l'exécution des tranchées, et en mesurant au décamètre la profondeur de chaque changement de terrain tout en prélevant éventuellement des échantillons remaniés ou intacts des différents horizons traversés (ce qui permet ensuite des comparaisons entre tranchées et peut faciliter les corrélations pour le tracé des profils géologiques interprétatifs). Le niveau d'apparition d'eau doit être noté. Enfin, il importe de s'assurer qu'aucune personne ne descend dans la tranchée, qui risque à tout moment de s'ébouler. Les prélèvements ne doivent sous aucun prétexte être réalisés depuis le fond de la tranchée, sauf en la blindant.

Il est généralement bon de laisser les tranchées ouvertes quelques heures, ou quelques jours (si les conditions de sécurité le permettent - balisage à mettre en place si nécessaire), afin de permettre de meilleures corrélations et d'observer des phénomènes parfois lents à se manifester (venues d'eau) ou à se stabiliser (niveau de la nappe).

Moyennant certaines précautions et approximations, ces tranchées peuvent donner lieu à des essais de perméabilité lorsqu'il est jugé opportun d'estimer sommairement le coefficient de perméabilité des terrains de la fondation. Plus ou moins rudimentaires, ces essais (de type LEFRANC, NASBERG...), donnent des résultats à manier avec prudence étant donné le grand nombre de paramètres difficilement maîtrisables susceptibles de les influencer.

La pratique courante est de réaliser des tranchées alignées dans l'axe du futur barrage. Dans les versants, il convient de veiller à ce que les tranchées fournissent une coupe sans lacune du substratum. Dans ce but, on procède en partant du haut du versant, en décalant chaque tranchée de la précédente d'une distance telle que la dénivellation du terrain naturel entre ces deux points soit inférieure ou au plus égale à la profondeur sur laquelle le substratum a été traversé dans la tranchée précédente (ceci ne vaut en toute rigueur que si l'épaisseur du recouvrement varie peu entre ces deux points).

Géophysique

Dans certains cas (fondations rocheuses, ouvrages de type rigide envisagés), les techniques de la *sismique réfraction* et de la *petite sismique* (relativement légères) permettent d'obtenir une zonation des vitesses de transmission des ondes sismiques. On peut généralement les relier au degré de fracturation et d'altération du rocher, ce qui permet parfois de localiser des accidents (failles...) grâce aux anomalies de vitesse qu'ils engendrent.

Lorsque la morphologie ne présente aucun verrou topographique net, la mise en œuvre de cette technique au stade faisabilité ou APS, peut permettre de mieux choisir l'implantation du barrage en localisant une ou plusieurs zones dans lesquelles le substratum sain est moins profond.

La position du rocher « sain » en profondeur est souvent voisine des horizons à vitesse élevée (> 4 000 à 5 000 m/s) et détermine généralement le niveau d'assise des barrages en béton.

La prospection électrique peut aussi être utilisée, seule ou en combinaison avec la sismique. Dans cette technique, les variations de la résistivité électrique des terrains sont utilisées pour en déduire celles de la lithologie, de l'altération et de la fracturation. Les mesures peuvent être faites sous forme de sondages, de traînés électriques, ou de panneaux de résistivité.

L'interprétation des mesures géophysiques, qui doit être faite par un géophysicien expérimenté, nécessite un étalonnage sur des sondages mécaniques (carottés le plus généralement).

La manière optimale de procéder à cet étalonnage consiste à demander au géophysicien d'établir un rapport provisoire, à partir duquel les sondages d'étalonnage peuvent être implantés au mieux. Il rédige ensuite son rapport définitif après avoir pris connaissance des résultats de ces sondages, et si nécessaire, affiné son interprétation.

Sur des sites très délicats, où il existe un risque potentiel ou avéré de rencontre de cavités souterraines (karst, anciennes mines ou carrières, présence de roches solubles [gypse]...), la technique de la microgravimétrie peut être mise en œuvre afin de rechercher par exploration systématique, la présence éventuelle d'anomalies négatives du champ de la pesanteur. D'autres reconnaissances (sondages carottés...) sont ensuite nécessaires pour vérifier la nature des anomalies détectées, mais elles sont alors implantées en connaissance de cause et il est ainsi possible de réaliser des économies par rapport à une reconnaissance systématique à l'aveugle (compensant le coût de la prospection elle-même).

Forages carottés

Des forages carottés sont systématiquement effectués pour des barrages de hauteur supérieure à 20 mètres. Ils sont rarement utilisés pour des barrages de hauteur inférieure à 10 mètres.

Les forages carottés sont destinés à permettre d'acquérir une connaissance suffisante de la constitution lithologique et de la structure des différents horizons de la fondation, pour

pouvoir dessiner les coupes géologiques interprétatives nécessaires à une bonne compréhension des conditions de fondation des ouvrages.

Cette technique permet d'étendre les investigations dans tous les types de terrains, à des profondeurs plus importantes que celles permises par les tranchées à la pelle, d'y pratiquer des essais d'eau plus fiables que dans celles-ci (bien qu'ils soient plus ponctuels), et d'y prélever, sous certaines conditions, des échantillons « intacts » de terrains. Il est maintenant possible d'enregistrer les paramètres de forage, ce qui donne un renseignement en continu sur la nature des terrains traversés.

Son coût élevé (1 500 à 2 000 francs par mètre linéaire pour des sondages de bonne qualité, essais d'eau compris, aux conditions économiques de 1996) en rend l'utilisation exceptionnelle dans les phases préliminaires des études (barrages importants ou posant des problèmes justifiant le recours à cette technique). Lorsque c'est le cas, il est souhaitable d'implanter ces forages carottés en fonction des observations faites au préalable dans des tranchées à la pelle, leur but étant de répondre aux questions précises soulevées à l'occasion de ces dernières (profondeur du substratum résistant/étanche, d'un horizon repère...).

La profondeur des forages est à adapter à la taille de l'ouvrage et au contexte géologique. Il n'est pas rare qu'elle atteigne, en fond de vallée, la hauteur de l'ouvrage prévu et elle doit permettre de traverser le substratum sur au moins 5 mètres d'épaisseur. Dans les versants, elle doit permettre d'atteindre les premiers horizons du substratum rencontrés en fond de vallée (en tenant compte de la structure et des décalages dus au pendage, aux failles...), afin de corréler dans toute la mesure du possible les résultats des forages sur toute la longueur de l'emprise du barrage.

L'obtention de carottes de bonne qualité nécessite le respect des principes suivants :
- le carottier doit être choisi en fonction de la nature des terrains à prélever. Il peut être soit poinçonneur (à paroi mince avec ou sans étui intérieur, à piston stationnaire, à paroi épaisse), soit rotatif (simple, double, triple, avec ou sans trousse dépassante). La norme AFNOR citée en bibliographie (*voir p. 66*) détaille les diverses utilisations possibles ;
- le diamètre de carottage ne doit pas être inférieur à 60 mm à la profondeur finale du sondage, compte tenu des éventuelles réductions de diamètre (entraînées par la mauvaise tenue des terrains imposant la pose de tubages provisoires). Le diamètre usuel des forages de reconnaissance varie de 86 à 101 mm ;
- après extraction, et après enlèvement du « cake » de forage les enrobant généralement (résidus de foration en terrains argileux), les carottes doivent être soigneusement protégées et mises en caisse.

Il est recommandé de faire réaliser, dès la fin des travaux de forage, des photographies en couleur des caisses de carottes qui constitueront, dans la plupart des cas, les seules traces de ces dernières subsistant après quelques années (il est rare de pouvoir conserver intégralement ces carottes en bon état en raison des problèmes de stockage, de désagrégation spontanée de certains matériaux, de vol...). Les carottes doivent être photographiées après lavage soigné ou grattage du « cake », mouillées pour en faire ressortir les détails, correctement étiquetées (numéro du sondage, profondeur), accompagnées d'une palette de couleurs standard et d'une échelle de longueur, de préférence à la lumière artificielle d'un flash.

Le géologue doit procéder, au fur et à mesure de la progression du sondage, à un lever détaillé des carottes extraites, qui comporte :

- une description lithologique des terrains traversés en fonction de la profondeur comportant tous les renseignements pertinents (nature, aspect, couleur, porosité, oxydation, pendage des contacts...) de nature à permettre des corrélations entre forages voisins. Elle s'accompagne d'un dessin de la colonne de terrains (appelé « log »), selon une représentation symbolique de leur nature, si possible standardisée ;
- le cas échéant, la profondeur de la limite inférieure de la zone d'oxydation. Elle correspond à la présence d'oxydes métalliques à la surface des fissures et diaclases, qu'ils proviennent de dépôts ou d'une altération sur place (cette limite coïncide généralement avec celle des circulations d'eaux superficielles, et donc avec la limite inférieure de la zone décomprimée à partir de laquelle les fissures peuvent être considérées comme « fermées ») ;
- des indications structurales, selon la nature des terrains : stabilité de la paroi, fissuration intense ou broyage, pourcentage de récupération, ou taux de carottage intégral (somme des longueurs de carottes/longueur de forage correspondante), indice de fracturation (médiane des longueurs de carottes dans une passe de carottage), indice RQD[1] si la nature du terrain s'y prête (le RQD est peu significatif en rocher très anisotrope, schistosé notamment) ;
- les observations hydrogéologiques telles que niveau d'eau en cours et en fin de foration, pertes de fuide de foration, venues d'eau, artésianisme, essais d'eau ;
- tous renseignements relatifs au déroulement de la foration : dates de début et de fin, nature et dimension des outils de forage utilisés et du tubage provisoire, équipement définitif éventuel (piézomètre...), position des limites entre passes de carottage, incidents divers (éboulements, chutes d'outil), niveaux d'eau en début et en fin de chaque journée ou poste de travail.

Le nombre, l'espacement et la profondeur des forages ne peuvent pas être fixés dans l'absolu, mais doivent être définis lors des reconnaissances antérieures, en tenant compte des particularités de chaque site, du degré d'hétérogénéité des terrains constituant la fondation et de l'échelle spatiale des variations latérales de faciès, ainsi que des problèmes éventuellement mis en évidence.

Leur implantation doit autant que possible s'harmoniser avec les autres moyens d'investigation mis en œuvre (soit en comblant les lacunes d'observation, soit en permettant leur étalonnage réciproque, soit encore en permettant d'apporter une réponse à des questions soulevées par ceux-ci).

Il est d'usage fréquent de réaliser au moins trois forages répartis selon l'axe du barrage (un en fond de vallée et un en haut de chaque appui latéral), mais leur nombre est plus élevé dès lors que la longueur en crête du barrage envisagé est supérieure à 100 mètres. Il convient de conserver un espacement horizontal de 50 mètres et un espacement vertical de 10 mètres entre forages consécutifs, valeurs qui peuvent se révéler encore trop fortes dans certains cas.

---

1. *Rock Quality Designation* = Total des longueurs de carottes supérieures à 10 cm / longueur de forage correspondante.

En cas d'empattement amont-aval supérieur à 100 mètres environ, deux lignes de forages supplémentaires (selon les pieds amont et aval du barrage) peuvent s'avérer nécessaires, surtout pour des fondations très hétérogènes ou médiocres.

Les forages carottés doivent être accompagnés d'essais d'eau (type LUGEON, en pression, en terrains rocheux ; type LEFRANC, gravitaire, en terrains meubles), notamment sur l'axe des organes d'étanchéité. L'obtention de résultats significatifs en matière d'essais d'eau nécessite un matériel adapté, le respect de conditions opératoires standardisées et une conduite raisonnée des essais :

- foration réalisée exclusivement à l'eau claire (pas de perforation sous boue bentonitique ou de type biodégradable) et nettoyage avant chaque essai de la paroi du sondage (par allées et venues de l'outil avec injection d'eau jusqu'à obtention d'une eau claire en tête de forage), afin de débarrasser celle-ci de tous dépôts de fines (« cake ») pouvant obturer les interstices et fissures, siège de la perméabilité, et donc fausser les mesures ;
- pression maximale lors des essais de type LUGEON adaptée à la profondeur de leur réalisation. On limite généralement la pression[1] à une valeur de l'ordre de 0,3 à 0,5 MPa pour la gamme d'ouvrages concernés ici. Il convient de ne pas oublier que cet essai n'est en toute rigueur valable que si la courbe débit/pression correspondante est voisine d'une droite, ce qui est à vérifier pour chaque essai, en réalisant plusieurs paliers de pression (maintenus 10 minutes), selon un cycle ascendant puis descendant (par exemple : 0,05 - 0,1 - 0,2 - 0,3 - 0,2 - 0,1 - 0,05 MPa) ;
- en cas de « perte totale d'eau », prolonger l'essai pour distinguer le remplissage de poches de la circulation permanente ;
- positionner l'obturateur dans un terrain suffisamment résistant pour supporter sans fluage la pression de gonflage, et homogène afin d'éviter la perforation de la membrane ;
- contrôler la hauteur d'eau dans l'espace annulaire entre tige d'injection et tube provisoire en début et en fin d'essai afin de déceler et de quantifier un éventuel contournement d'obturateur ;
- effectuer de préférence les essais LUGEON à l'avancement, sous obturateur unique (risques de contournement d'obturateur divisés par deux) ;
- préférer la mesure de la pression dans la chambre de mesure plutôt qu'en tête de forage (calcul des pertes de charge toujours imprécis), et l'enregistrement en continu du débit et de la pression afin de contrôler la constance de ceux-ci lors de l'essai ;
- pour les essais LEFRANC, le plus délicat est de connaître ou de contrôler la forme de la chambre d'injection, et surtout d'isoler correctement celle-ci du reste du forage. Un moyen parfois employé consiste à mettre en place un obturateur pour l'essai LUGEON, et à injecter l'eau gravitairement par le tube central (niveau constant ou variable). Afin d'avoir une réponse significative, ces essais doivent être nombreux et tester tous les changements de faciès.

Il est possible de procéder à des prélèvements d'échantillons intacts de sol en forage carotté. Pour les sols fins, les carottiers recommandés sont : poinçonneur à piston stationnaire ou à paroi mince avec étui, rotatif triple à trousse dépassante.

1. Nous parlons ici de pression effective, c'est-à-dire celle régnant au centre de la passe d'essai. Si l'on ne dispose pas d'un dispositif permettant la mesure directe de la pression dans la chambre d'essai, il faut tenir compte des pertes de charge et de la surpression correspondant à la colonne d'eau dans le dispositif (Δz =dénivellation entre manomètre et surface piézométrique naturelle) : **Peff = Pmano - Pc + Δz/100** (en MPa).

Les échantillons intacts de sol doivent être immédiatement orientés et correctement numérotés, scellés à leurs deux extrémités à l'aide de paraffine (afin d'éviter toute perte d'eau), manipulés, stockés et transportés avec précautions, sous peine de mettre en cause la représentativité des essais qui seront pratiqués.

Les longueurs de carottes correspondant aux échantillons prélevés ne peuvent être examinées qu'après ouverture de la gaine en laboratoire. La coupe du sondage doit donc mentionner cette prise d'échantillon et la description des terrains devra être ultérieurement complétée. Une cale en bois devra toujours remplacer la portion prélevée dans la caisse de carottes, avec indication des références de l'échantillon.

Essais géotechniques en laboratoire

La connaissance des caractéristiques physiques et du comportement mécanique et hydraulique des matériaux constituant la fondation de l'ouvrage étudié, et de ceux dont on envisage l'utilisation pour sa construction, est nécessaire au projeteur pour concevoir le barrage le mieux adapté à son contexte géotechnique.

Cette connaissance est acquise pour partie grâce à la réalisation d'essais géotechniques en laboratoire.

La réalisation des ces essais requiert la mise en œuvre de procédures normalisées et de matériels spécifiques. Elle ne peut être confiée qu'à des Laboratoires de Mécanique des Sols et des Roches expérimentés et parfaitement équipés.

Matériaux et fondations meubles

Pour ce type de matériaux, globalement qualifié de sol, les essais sont réalisés sur des échantillons prélevés sur le terrain (intacts ou remaniés dans les sondages carottés et dans les tranchées à la pelle). Ces essais se répartissent en :

- *essais d'identification* : teneur en eau naturelle, granulométrie et sédimentométrie, limites d'Atterberg, essai au bleu de méthylène, poids spécifique des grains, poids volumique apparent...
- *essais de compactage des matériaux des zones d'emprunt :* essai Proctor Normal ;
- *essais mécaniques et hydrauliques :* mesure de la résistance à la compression simple, résistance au cisaillement (à l'appareil triaxial), compressibilité à l'œdomètre, mesure de la perméabilité à l'œdomètre ou au perméamètre.

Le nombre d'essais de chaque type est à adapter au volume probable du remblai, à sa hauteur, au nombre de matériaux de différents types utilisés (cas des barrages zonés) et à la variabilité naturelle des matériaux étudiés.

À titre indicatif, le programme minimal d'essais recommandés pour les matériaux d'emprunt de barrages en terre ne présentant pas de difficulté particulière est déterminé en fonction du volume de matériau à reconnaître[1] :

- série d'essais d'identification (teneur en eau naturelle, granulométrie, sédimentométrie,

1. Le volume à reconnaître doit être 1,5 à 2 fois supérieur au volume géométrique du barrage.

limites d'Atterberg) : un pour 5 000 à 10 000 m³ de matériaux à mettre en œuvre avec un minimum de cinq essais ;
- essais de compactage (Proctor Normal et mesure du poids spécifique des grains) : un pour 15 000 à 25 000 m³ avec un minimum de cinq essais ;
- essais de comportement mécanique et hydraulique (cisaillement triaxial, compressibilité à l'œdomètre, mesure de la perméabilité) : un pour 30 000 à 50 000 m³ avec un minimum de trois essais (mais aucun essai de ce type n'est préconisé lorsque $H^2\sqrt{V} < 5$).

Pour la fondation, le nombre d'essais à entreprendre peut être du même ordre de grandeur si l'épaisseur meuble est importante (les essais de compactage étant inutiles).

Le paragraphe *Études géotechniques* du chapitre IV *(voir p. 68)* insiste sur l'intérêt d'un essai simple (la teneur en eau) et expose quelles conclusions pratiques tirer des résultats de ces différents essais.

Enrochements

Pour les matériaux de type agrégats et enrochements, les essais à réaliser en laboratoire sont :
- *mesure des caractéristiques intrinsèques :* densité apparente, étude minéralogique (examen de lames minces au microscope) ;
- *mesure des caractéristiques d'état :* teneur en eau, granulométrie-blocométrie, coefficients de forme (allongement, aplatissement), porosité, degré de fissuration, indice de continuité ;
- *mesure des caractéristiques de comportement :* résistance aux chocs (essai Los Angeles, ou L.A.), à l'abrasion (essai Micro-Deval en présence d'eau, ou MDE), à la compression simple Rc (sur carottes cylindriques), à l'alternance de cycles gel-dégel (essai de gélivité).

Essais et mesures *in situ*

Plusieurs types d'essais et mesures *in situ* peuvent être réalisés à différents stades d'étude des sites de barrage, en fonction de critères variés (nature des terrains de fondation, problèmes géotechniques rencontrés, taille de l'ouvrage envisagé...).

Ils permettent de mesurer des caractéristiques mécaniques en grand de la fondation, en intégrant l'effet des discontinuités du massif.

Les essais réalisés dépendent de la nature de la fondation. En terrains meubles, citons :
- *le pénétromètre statique ou dynamique :* il permet surtout de distinguer les horizons de consistance différente, sans qu'il soit possible de relier directement et de manière fiable la résistance de pointe à leurs caractéristiques mécaniques ;
- *le pressiomètre :* il permet d'obtenir une relation contrainte-déformation du sol (détermination d'un module de déformation, de la pression de fluage et de la pression limite) ;
- *le scissomètre :* il permet de mesurer la cohésion non drainée du sol, lorsque celle-ci est inférieure à 0,1 Mpa. Il n'est pas possible de mesurer la cohésion de couches dont l'épaisseur est inférieure à la hauteur des pales du scissomètre ;

- *le phicomètre :* il permet une mesure approximative directe, en forage, de la résistance au cisaillement des sols hétérogènes ou grossiers.

Ces différents essais *in situ* ne sont pas couramment utilisés pour étudier un barrage (sauf dans le cas de fondation très médiocre, vases par exemple).

En terrains rocheux, les essais classiques sont les suivants, les deux premiers concernant la fondation, les deux suivants la connaissance des matériaux :
- *essai dilatométrique en forage et au vérin plat :* mesure de modules de déformation du rocher selon différentes directions (ces essais sont délicats à réaliser, exigent une main d'œuvre très qualifiée et coûtent fort cher, ce qui en réserve généralement l'usage aux ouvrages les plus importants) ;
- *mesure de vitesses sismiques dans le massif de fondation :* donne une valeur globale de la qualité du massif ;
- *essai de sautage d'enrochements à l'explosif :* différents dispositifs de tir et charges sont à tester, avec détermination des caractéristiques de l'enrochement obtenu (blocométrie, formes, abondance des stériles...) ;
- planches d'essai de compactage d'enrochements en vraie grandeur.

Recommandations pour le déroulement des études

La décomposition en phases adoptée ci-après est bien entendu subjective. Elle correspond à la pratique courante pour les ouvrages d'une certaine importance, mais il est évidemment possible d'envisager une répartition différente des études géologiques et géotechniques, notamment pour les « petits » ouvrages (simplification et regroupement de phases), ou en fonction des particularités du site qu'elles soient ou non de nature technique (problèmes fonciers entraînant des difficultés d'accès et pouvant conduire à accélérer ou à retarder certaines reconnaissances).

De même, la dénomination de ces phases n'est pas standardisée, et les usages varient notablement d'un bureau d'études à un autre. Au-delà de la terminologie, l'important est que leur contenu corresponde aux étapes qui doivent être successivement franchies lors de l'élaboration d'un projet de barrage et de sa réalisation.

Identification et choix du site

But poursuivi

On recherche, si possible, une implantation proche des besoins à satisfaire, permettant le stockage du volume d'eau nécessaire (en liaison avec les résultats de l'étude hydrologique : possibilités naturelles ou artificielles de remplissage), au meilleur rendement géométrique possible (rapport volume stocké/volume du barrage auquel est directement lié le coût de l'ouvrage). Dans le cas d'une retenue à vocation touristique, c'est plutôt le critère de superficie du plan d'eau qui est déterminant.

Méthodologie

La réalisation d'un inventaire systématique de sites de barrage potentiels est généralement pratiquée sur une étendue et selon des critères en relation avec la nature des besoins à satisfaire.

Un premier tri peut être effectué dès ce stade, en fonction de considérations diverses (adéquation de la taille du bassin versant, donc des apports naturels à l'objectif de stockage ; contraintes foncières telles que submersion d'habitations, de voies de communications, d'ouvrages divers... rendement géométrique du site ; proximité des besoins...)

Chaque site fait l'objet de calculs sommaires de ses principales caractéristiques géométriques :

- courbes hauteur-surface noyée, hauteur-volume (barrage et retenue) ;
- pour une ou plusieurs valeurs du volume stocké : hauteur, longueur en crête et volume du barrage (le cas échéant pour chaque type de barrage envisagé à ce stade), superficie noyée, rapport volume stocké/volume du barrage.

La réalisation de ces calculs s'appuie sur des mesures de longueurs et de surface effectuées à partir des documents topographiques disponibles et sur des calculs de volumes par intégration des courbes hauteur-surface. L'utilisation de programmes spécifiques sur micro-ordinateurs facilite ces calculs et permet d'éditer des tableaux comparatifs assortis de graphiques.

Une estimation sommaire du coût de l'ouvrage pour une ou plusieurs hypothèses de dimensionnement est généralement pratiquée en vue de comparer des sites et/ou de chercher un optimum économique. Elle est réalisée par application de ratios ou de coûts d'ordre issus de l'expérience antérieure du concepteur pour des ouvrages de même type, à partir de bases de données propres à chaque bureau d'études alimentées par le calcul des mêmes ratios pour le coût constaté d'ouvrages de même type (après actualisation des prix).

Un classement des sites retenus à l'issue de ce premier tri est ensuite possible, selon des critères dont la nature et la hiérarchie sont variables selon la nature du projet, et dont le choix est du ressort du projeteur.

Le choix dont les principes viennent d'être exposés s'applique en particulier aux différentes variantes d'un même site. Il peut en effet être nécessaire d'étudier plusieurs hypothèses de capacité et/ou d'implantation sauf lorsqu'il n'existe qu'un verrou topographique bien localisé.

Étude géologique de surface

But poursuivi

Après l'étape d'identification d'un site de barrage, un examen visuel par un géologue expérimenté en barrages est indispensable avant toute poursuite des études. Il nécessite seulement une demi-journée à une journée.

Cette visite de terrain a pour but de déterminer les grandes lignes de la géologie du site avant toute mise en œuvre de moyens de reconnaissance plus lourds. Son rôle est multiple :
- replacer le site dans son contexte géologique local et régional ;
- déceler d'éventuelles conditions géologiques rédhibitoires visibles immédiatement ;
- orienter la suite des études, et en particulier définir et implanter les travaux de reconnaissance ultérieurs ;
- éventuellement, affiner l'implantation du barrage en tenant compte de détails géomorphologiques ou autres.

Méthodologie de l'étude géologique de surface

Avant cette visite, le géologue consulte les cartes géologiques existantes (1/50 000, à défaut 1/80 000) qui lui permettent essentiellement de replacer le site dans son contexte géologique local, lithostratigraphique et structural. Dans certains cas, ce seul examen préliminaire peut conduire à une forte présomption de géologie défavorable (terrains karstiques).

La connaissance préalable du contexte géologique est indispensable, car elle permet d'orienter l'examen du site vers la recherche de certains types d'indices, en utilisant l'expérience antérieure de contextes semblables.

Selon la région concernée par le site étudié, la localisation des structures tectoniques régionales majeures peut se révéler d'une grande importance pour la suite des études, et expliquer parfois le comportement particulier de certaines fondations.

Les méthodes mises en œuvre pour cette reconnaissance sont variables selon l'importance de l'ouvrage étudié et selon le contexte géologique. Consistant au minimum en un parcours de la zone d'implantation du barrage et de tout ou partie de la cuvette de retenue assorti de la réalisation de toutes les observations possibles, elle peut s'étoffer d'une cartographie géologique à une échelle adaptée, du lever de coupes lithostratigraphiques avec prise d'échantillons, d'un examen de photographies aériennes et dans certains cas d'images satellitaires.

L'aboutissement de cette première reconnaissance de terrain est l'établissement d'un diagnostic préliminaire (parfois dit de préfaisabilité) sur l'opportunité d'engager des études plus détaillées. On peut à ce stade classer les sites selon les catégories suivantes :
- *sites favorables*, pour lesquels aucune condition rédhibitoire n'a été mise en évidence ;
- *sites défavorables*, pour lesquels sont apparus des problèmes difficiles à résoudre et/ou ayant une incidence économique hors de proportion avec l'intérêt de l'ouvrage ;
- *sites douteux*, qui peuvent se répartir entre ceux où aucune observation de surface n'est possible en raison des conditions d'affleurement, et ceux pour lesquels subsistent des incertitudes sur l'interprétation et/ou des lacunes d'observation. Des investigations par tranchées continues à la pelle hydraulique sont alors nécessaires pour permettre le classement du site dans l'une des deux catégories précédentes.

Il est utile de reporter les observations faites lors de cette phase d'étude et les conclusions qui en ont été tirées sur une fiche synthétique du type de celle figurant ci-contre, proposée par B. COUTURIER (1985).

AFFAIRE				
NOM DU SITE				N°
LOCALISATION	CARTES	Topo. :		Géol. :
	COORDONNÉES	X. :	Y. :	Z. :
GÉOLOGIE DU SITE	LITHOLOGIE STRUCTURE			
	VALEUR DE LA FONDATION			
	STABILITÉ DES APPUIS			
	ÉTANCHÉITÉ (hydrogéologie)			
GÉOLOGIE DE LA CUVETTE	LITHOLOGIE STRUCTURE			
	STABILITÉ DES VERSANTS			
	ÉTANCHÉITÉ (hydrogéologie)			
MATÉRIAUX	AGRÉGATS			
	SOLS FINS			
TRAVAUX DE RECONNAISSANCE				
CONCLUSIONS ET REMARQUES				

Outre le renseignement des diverses rubriques qu'elle comporte, le tracé d'un profil géologique à main levée selon l'axe du barrage envisagé permet au géologue de traduire sa vision du site à l'issue de ces investigations préliminaires. Cette coupe géologique doit permettre de faire la distinction entre ce qui relève de l'observation, de l'interpolation, ou de l'intuition pure et simple, et sera donc d'autant plus précise que les conditions d'affleurement sont bonnes.

Il est parfois délicat de classer un site dans la catégorie « défavorables », et on aura alors tendance à le qualifier de « douteux » pour ne pas l'abandonner sans autre forme de procès. Bien qu'il soit difficile de trancher dans l'absolu, l'expérience montre qu'il est généralement préférable, en cas de doute sévère, d'abandonner un site en réalité favorable, plutôt que d'engager des études poussées, donc coûteuses, sur un site qui pourrait se révéler défavorable à un stade d'avancement tardif du projet. Cette démarche s'impose d'autant plus lorsqu'il existe d'autres solutions alternatives.

Étude de faisabilité géologique

L'expression « étude de faisabilité » appelle des remarques préliminaires :
- cette étape, importante dans l'élaboration d'un projet de barrage, est ainsi nommée pour signifier qu'elle constitue le point au-delà duquel ne doit subsister qu'un très faible taux d'échec (abandon du projet en raison de difficultés géologiques non décelées auparavant), et qui conditionne le lancement d'études plus poussées (donc plus coûteuses) ;
- cette appellation ne signifie cependant pas que la faisabilité géologique du projet ne puisse être remise en cause lors de phases d'études ultérieures, dans des cas particulièrement difficiles, et qui doivent rester l'exception ;
- il paraît préférable que la personne chargée de l'étude se donne les moyens de porter à ce stade un diagnostic objectif et le plus fiable possible, quitte à mettre en œuvre dans les cas douteux quelques reconnaissances plus poussées et non prévues initialement plutôt que de reporter ce diagnostic à l'APS (ce qui nécessite de mobiliser le financement pour un APS complet sans être assuré de le mener à bien jusqu'au bout) ;
- on note à ce sujet une certaine variété dans les pratiques des bureaux d'études, entre la position exposée ci-dessus et celle correspondant au report du diagnostic de faisabilité au stade de l'APS, en fonction du type et de l'importance des barrages, et peut-être des maîtres d'ouvrage concernés. Il se peut en particulier que la maîtrise d'ouvrage ne soit pas assurée par le même organisme lors des études préalables et lors de l'APS. L'essentiel demeure que le maître d'œuvre effectue une mission conforme à l'attente de son client, en lui apportant une aide à la décision tout au long de l'avancement du projet.

But poursuivi

Après le diagnostic préliminaire favorable du géologue sur le site considéré, il convient de procéder à un ensemble d'études et d'investigations plus poussées afin :
- de confirmer l'absence de conditions géologiques ou géotechniques rédhibitoires pouvant invalider le diagnostic antérieur ;
- de préciser le contexte géologique de l'aménagement envisagé ;
- d'affiner progressivement la définition du type de barrage le mieux adapté à ce contexte et son implantation exacte ;
- de préciser, dans le cas d'un barrage en remblai, quel pourrait être le meilleur emplacement de l'évacuateur de crue ;
- d'orienter et de définir les reconnaissances qui seront nécessaires aux phases ultérieures du projet (APS).

Ces études de faisabilité géologique vont généralement de pair avec d'autres types d'études de faisabilité :
- *foncière* : d'une importance sans cesse croissante et qui parfois peut prendre le pas sur les autres aspects du projet ;
- *environnementale* : les aspects écologiques des projets de barrage font l'objet d'études d'impact qui doivent prendre en compte les conséquences des travaux envisagés sur le milieu, tant au niveau du site et de ses environs que sur le cours d'eau en aval ;
- *économique* : il convient d'étudier la viabilité du projet selon sa destination, qui peut être multiple (irrigation, soutien d'étiage et lutte contre la pollution, écrêtement des crues et protection contre les inondations, tourisme et loisirs) ;

• *aménagement local* : un projet de barrage est parfois l'occasion de lancer une réflexion sur le devenir de zones rurales en difficulté (revitalisation de l'économie locale par son attrait touristique éventuel...).

Bien qu'il puisse paraître logique de subordonner le lancement de ces diverses études à une conclusion favorable sur la faisabilité géologique, leur importance croissante et leurs délais de réalisation imposent le plus souvent un lancement simultané, et parfois même de suspendre les études géologiques à la conclusion favorable des autres études de faisabilité.

Ce dernier point renforce le poids de l'étude géologique de surface évoquée ci-dessus *(voir Étude géologique de surface, p. 49)* et motive les recommandations faites au sujet des conséquences potentielles d'un diagnostic trop optimiste en cas de doute.

Cette phase d'étude (faisabilité) est celle où doivent être reconnues les caractéristiques essentielles du site et décelés, dans toute la mesure du possible, les problèmes importants pouvant amener à un diagnostic défavorable.

Ici encore, la notion de non-faisabilité est toute relative, car il existe généralement une solution technique aux problèmes rencontrés, mais c'est le coût qui pourra bien souvent en être jugé disproportionné par rapport à l'importance de l'ouvrage et en condamner la réalisation. C'est pourquoi la faisabilité est plus souvent d'ordre économique que technique à proprement parler.

Méthodologie de l'étude de faisabilité géologique

Les études de faisabilité géologique nécessitent la mise en œuvre de techniques diverses, variables selon l'importance de l'ouvrage envisagé, la nature du contexte géologique, et/ou les habitudes du géologue.

La méthodologie recommandée ici pour la réalisation des études de faisabilité géologique de barrages du type de ceux visés par le présent ouvrage ne peut donc prétendre à l'universalité, et devra souvent être adaptée aux spécificités du cas étudié.

Une étude de faisabilité-type pourra se dérouler, tout ou partie, selon les étapes suivantes

ÉTAPE 1 : recherche bibliographique

Pour tous les barrages, même les plus petits, il est très intéressant de consulter les cartes géologiques existantes et leur notice. Pour les barrages d'une vingtaine de mètres ou plus, il peut être intéressant de rechercher dans la littérature géologique régionale (articles de revues spécialisées, thèses, monographies, notices de cartes géologiques) d'éventuelles études antérieures sur la région du site considéré, ou de simples mentions de détails pouvant s'avérer utiles pour la compréhension du contexte et de l'histoire géologique du secteur (localisation et description d'affleurements, de gisements fossilifères, de gîtes de divers matériaux utiles, de structures particulières, de cavités, de sources ou pertes de ruisseaux...).

...

...

ÉTAPE 2 : visite approfondie du site - cartographie

Le géologue se livre à une visite de terrain détaillée du site du barrage et de la cuvette de retenue et cartographie tous les détails. Si l'altitude de la retenue conduit à prévoir qu'une digue de col risque d'être nécessaire, son site devra faire l'objet d'études géologiques attentives. En effet, bien que leur hauteur soit généralement très faible, leur rupture peut libérer un volume d'eau très important. D'autre part, les cols correspondent souvent à des zones où le substratum est de qualité médiocre. Si le contexte s'y prête, une carte géologique peut être levée à cette occasion (échelle : 1/25 000 à 1/5 000 selon l'étendue concernée).

Inversement, la géologie locale peut dans certains cas rendre inopérante l'observation superficielle, par absence d'affleurements (exemple des molasses du Bassin Aquitain), et cette étape, certes toujours nécessaire, sera beaucoup plus réduite.

Parmi les observations à réaliser, une attention particulière doit être apportée à la détection de phénomènes d'instabilité, tant au niveau du site de barrage proprement dit, que dans et autour de la cuvette de retenue (glissements de terrains, coulées de solifluxion, chutes de blocs, talus, parois rocheuses ou versants entiers instables).

Cette recherche doit être systématique, surtout dans les régions où les phénomènes d'instabilité sont fréquents.

L'activité et l'ampleur des phénomènes éventuellement observés doit être appréciée, ainsi que les risques de remobilisation ou d'aggravation sous l'effet des travaux (fouilles, emprunts) et de l'exploitation de l'ouvrage (vidanges), de façon à définir les dispositifs de confortement ou de drainage des versants éventuellement nécessaires.

La présence d'instabilités de grande ampleur constitue généralement une circonstance très défavorable pour les barrages, et la poursuite d'un projet dans un tel contexte doit être accompagnée des plus grandes précautions concernant la sécurité des ouvrages, et mûrement réfléchie afin de prendre en compte les contraintes que ces problèmes ne manqueront pas de poser au maître d'ouvrage ou à son exploitant au cours de la vie du barrage.

ÉTAPE 3 : études hydrogéologique et structurale

Ces études sommaires sont réalisées au cours de la visite approfondie du site et peuvent conduire, selon les cas, soit à une cartographie particulière, soit à de simples renseignements sur la carte géologique d'ensemble.

- *étude hydrogéologique sommaire*

Il s'agit à ce stade de définir les grands traits de l'hydrogéologie de la fondation du barrage envisagé, de la cuvette de retenue correspondante, et de leur contexte local.

On procède généralement à un inventaire des puits (avec recueil de données telles que : niveau d'eau et ses variations, horizons traversés, débit d'exploitation...), sources, résurgences ou pertes diverses.

Selon la densité des points inventoriés, on peut esquisser l'allure de la piézométrie naturelle de la zone d'implantation de l'ouvrage et en tirer des indications préliminaires sur son comportement probable sous l'effet de la création d'un plan d'eau (présence dans les versants d'une nappe à un niveau supérieur à celui de la future

...

...

retenue, ce qui lui fera jouer le rôle de barrage hydraulique et empêchera les fuites latérales même si les terrains y sont perméables ; présence d'un réseau karstique à une cote inférieure à celle du futur plan d'eau avec risque de contournement si un exutoire existe plus bas que celle-ci à l'aval du site ou dans une vallée adjacente...). Les résultats de l'étude hydrogéologique peuvent dépendre assez fortement de la saison de sa réalisation et de la pluviométrie des mois ou des années antérieures. Les conséquences sur le projet doivent donc en être tirées avec précaution, en s'assurant notamment que les cas les plus défavorables ont bien été identifiés et envisagés.

- *étude structurale sommaire*

Lorsque le terrain s'y prête (fondations rocheuses), un relevé sommaire des principaux traits structuraux du site (pendages, directions et densité de fracturation, accidents faillés importants, structures plissées...) permet d'étayer le diagnostic pour ce qui concerne la valeur mécanique et les conditions d'étanchéité de la fondation. Il oriente parfois le choix du type d'ouvrage le mieux adapté et contribue en général à la définition et à l'implantation des travaux de reconnaissance ultérieurs.
Par ailleurs, la recherche bibliographique de données sur le contexte structural régional peut orienter l'étude locale, ou aider à l'interprétation des observations de terrain. Elle permet, par exemple, de distinguer des familles de directions régionalement significatives, de les rattacher par là-même à telle ou telle phase tectonique, de prévoir leur état probable (cassures ouvertes ou fermées), ou d'expliquer ultérieurement leur comportement vis à vis des essais *in situ*, en fonction de leur orientation par rapport au champ de contraintes tectoniques régional actuel.

ÉTAPE 4 : Tranchées de reconnaissance à la pelle hydraulique (site et zones d'emprunt de barrages en remblai)

C'est le complément indispensable de la visite approfondie évoquée ci-dessus. Son importance est d'autant plus grande que les conditions d'affleurement sont mauvaises. En terrains rocheux, la profondeur d'investigation est en général limitée à la tranche d'altération superficielle, mais on obtient au moins des indications sur la profondeur des premiers horizons résistants, et notamment celle du substratum sous les alluvions très généralement présentes en fond de vallée.
Il convient en particulier de vérifier s'il n'existe pas de lit fossile du cours d'eau, décalé du lit actuel par les divagations de celui-ci ou par l'intervention humaine.
Selon les principes énoncés précédemment *(voir Tranchées à la pelle hydraulique p. 40)*, il est recommandé de réaliser au moins :

- une ligne de tranchées selon l'axe envisagé pour le barrage, à raison d'une tranchée tous les 15 à 20 mètres de distance horizontale en moyenne,
- des tranchées réparties dans la (ou les) zone(s) envisagée(s) pour l'extraction des matériaux de construction du barrage, à raison d'une par hectare en moyenne, selon une maille hectométrique la plus régulière possible. Leur but est d'obtenir des indications préliminaires sur l'épaisseur et la nature des matériaux meubles disponibles dans la cuvette de retenue, et/ou celles de la découverte nécessaire pour l'exploitation de matériaux rocheux le cas échéant, ce qui contribuera à orienter le choix du (ou des) type(s) de barrages possible(s) pour le site considéré.

...

...

ÉTAPE 5 : forages carottés le cas échéant

Leur réalisation à ce stade des études est généralement réservée aux ouvrages d'un certaine importance ou présentant des problèmes géologiques particulièrement délicats, pour lesquels seule cette technique est jugée susceptible de permettre au géologue de porter un diagnostic objectif (risque de perméabilité importante en fondation conditionnant la faisabilité, substratum inaccessible par sondages à la pelle...).

ÉTAPE 6 : topographie sommaire

Le nivellement des tranchées et surtout des forages est indispensable afin de permettre de bonnes corrélations entre leurs coupes respectives. Un cheminement au niveau automatique de chantier et à la chaîne donne une précision suffisante.
Il est judicieux de laisser des repères (piquets, bornes) qui pourront être intégrés dans les levers topographiques réguliers des phases d'étude ultérieures (ces forages pourront alors être recalés plus précisément).

ÉTAPE 7 : interprétation et rédaction du rapport final

L'interprétation des observations faites lors des visites de terrain et dans les diverses tranchées, ou forages réalisés, nécessite la construction de profils géologiques dont le nombre et l'emplacement sont à adapter à chaque cas d'espèce (généralement, un profil selon chaque axe envisagé pour le barrage, assorti de coupes perpendiculaires ou obliques à cet axe pour traduire la constitution géologique de la fondation ; des coupes dans les zones d'emprunt de matériaux du site prospectées peuvent aussi être dessinées).
Le diagnostic final est ensuite porté sous forme d'un rapport passant en revue les différents problèmes pouvant se présenter sur un site de barrage, en suivant par exemple le plan-type suivant :

1 *Introduction*
- 1.1 But de l'étude
- 1.2 Situation géographique
- 1.3 Rappel des études antérieures

2 *Géologie du site de barrage*
- 2.1 Morphologie
- 2.2 Lithologie
- 2.3 Structure
- 2.4 Qualité de la fondation - stabilité des appuis
- 2.5 Étanchéité de la fondation

3 *Géologie de la cuvette de retenue*
- 3.1 Morphologie
- 3.2 Lithologie
- 3.3 Structure
- 3.4 Stabilité des versants
- 3.5 Étanchéité de la cuvette

4 *Matériaux disponibles à proximité du site*

5 *Conclusions*
- 5.1 Programme de reconnaissances
- 5.2 Diagnostic sur la faisabilité

Un élément important de la conclusion de l'étude de faisabilité est le choix du type (éventuellement des types) de barrage le (ou les) mieux adapté (s) au contexte géologique mis en évidence par l'étude, avec une attention particulière apportée à la valeur de la fondation, et en tenant aussi compte des disponibilités en matériaux utilisables sur le site.

La définition précise des campagnes de travaux de reconnaissance à entreprendre lors des phases ultérieures d'étude est aussi d'une grande importance. Elle permet une continuité dans la progression des investigations, en prévoyant les moyens nécessaires pour répondre aux questions soulevées ou combler les lacunes d'observation subsistant à l'issue de l'étude de faisabilité.

ÉTUDES GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE D'APS

But poursuivi

Les études spécialisées préalables à l'établissement de l'*APS* (Avant-Projet Sommaire) de l'ouvrage sont réalisées en cas de conclusion favorable de l'étude de faisabilité, et devraient permettre au Maître d'Ouvrage de décider l'engagement du processus de construction du barrage.

Le but de l'*APS* est de définir les grandes lignes de l'ouvrage, répondant aux besoins exprimés par le client et adapté à son contexte, en passant si nécessaire en revue les différentes variantes envisageables et en chiffrant de manière approchée, mais réaliste, le coût de chacune.

L'importance de cette première estimation de l'investissement est grande, car c'est elle qui bien souvent va servir de base à la recherche des financements, et à apprécier l'opportunité économique de la réalisation des travaux.

C'est pourquoi il convient de garantir le maître d'ouvrage de mauvaises surprises ultérieures en essayant d'approcher ce coût par excès - sans pour autant cumuler les sécurités - en n'occultant notamment aucun des problèmes techniques mis en évidence ou simplement suspectés.

Cette phase d'étude correspond en France, pour les barrages de hauteur égale ou supérieure à 20 mètres, au *Dossier Préliminaire* à soumettre au C.T.P.B. (Comité Technique Permanent des Barrages). Inversement, pour les plus petits des ouvrages concernés par le présent document, il est fréquent que cette phase d'étude soit regroupée avec celle d'*APD*[1] (Avant-Projet Définitif) sous forme d'études spécialisées d'avant-projet.

1. *ADP* : l'expression « avant projet définitif » est celle des décrets d'application du 29 novembre 1993 de la loi *MOP* (Maîtrise d'Ouvrage Publique) ; elle remplace l'appellation « avant projet détaillé ».

Méthodologie des études géologiques et géotechniques d'APS

Les études spécialisées de géologie et géotechnique préalables à l'établissement de l'APS d'un barrage comprennent usuellement les étapes suivantes :

Reconnaissances détaillées de terrain

Le géologue suit le déroulement des travaux de reconnaissance dont la consistance a été définie lors des études de faisabilité, en modifiant éventuellement ce programme pour l'adapter aux informations recueillies (implantation, profondeur, nombre des sondages, nature des essais *in situ*, prise d'échantillons...).

À cette occasion, il peut pratiquer des observations complémentaires sur le terrain, parfois après amélioration des conditions de visibilité (débroussaillage, dans le cas des ouvrages relativement importants), réaliser une cartographie géologique de détail si nécessaire, pratiquer des relevés de fracturation ou fissuration sur affleurements ou en fond de tranchées (dans le cas de fondations rocheuses).

Les reconnaissances pratiquées sont généralement les suivantes :
- *lever topographique détaillé :* c'est généralement lors de cette phase d'étude que sont réalisés les levers topographiques du site de barrage et de la cuvette de retenue décrits en page 39 (*voir Topographie*). Il y a lieu de faire reporter tous les sondages et tranchées réalisés dans la fondation de l'ouvrage étudié et dans la cuvette sur les plans détaillés.
- *tranchées à la pelle sur le site :* cette technique est souvent utilisée au stade des reconnaissances d'avant-projet pour compléter les investigations, éclaircir d'éventuelles zones d'ombre, étudier une ou plusieurs variantes d'implantation du barrage et s'il y a lieu de l'évacuateur de crues.

La réalisation de tranchées continues, selon des directions significatives par rapport à l'ouvrage ou aux structures géologiques (généralement selon l'axe du barrage et selon l'intersection du barrage avec la topographie préexistante), est recommandée à ce stade des études pour les ouvrages importants ou dont la géologie est particulièrement complexe.

- *géophysique :* les fondations rocheuses font à ce stade l'objet de reconnaissances par sismique réfraction ou par petite sismique. Un dispositif classique consiste à réaliser :
  - un profil sismique selon l'axe du barrage (débordant assez largement l'emprise de celui-ci dans chaque versant) ;
  - un ou plusieurs profils perpendiculaires à cet axe (par exemple un en fond de vallée et un sur chaque versant) ;
  - un ou plusieurs profils sur les axes envisagés pour les ouvrages annexes.

- *forages carottés :* ils sont très généralement pratiqués à ce stade des études, essentiellement sur l'axe du barrage (et/ou celui de l'organe d'étanchéité), plus rarement dans la cuvette de retenue ou sur les gîtes de matériaux (étude de problèmes particuliers, couverture importante, reconnaissance d'emprunts sur de grandes épaisseurs ou de carrières d'enrochements...).

- *prospection détaillée des zones d'emprunt (cas des barrages en remblai), avec prélèvements d'échantillons :* elle consiste en des tranchées à la pelle selon une maille plus serrée que lors des premières investigations, avec prise d'échantillons remaniés.

À ce stade des études, la maille des tranchées ne devrait pas être inférieure à 50 mètres (quatre tranchées par hectare, à adapter aux conditions locales). Il est préférable dans toute la mesure du possible de respecter une répartition assez régulière des tranchées, tout en les organisant selon des profils topographiques parallèles entre eux et perpendiculaires aux courbes de niveau.

Une coupe détaillée de chaque tranchée est levée, avec mention des prélèvements d'échantillons réalisés ; penser à noter l'épaisseur de terrains inexploitables à décaper en surface (couche végétale organique), la profondeur des venues d'eau et si possible celle de la nappe phréatique (et ses variations prévisibles), l'épaisseur d'éventuels horizons intermédiaires à purger, l'instabilité éventuelle des parois.

La prise d'échantillons est à faire en fonction des changements de nature du terrain, ce qui conduit souvent à un prélèvement tous les mètres de profondeur en moyenne, avec comme limite celle des terrains a priori exploitables (au-dessus de la nappe phréatique notamment).

Le poids des échantillons doit être suffisant pour la réalisation des essais géotechniques envisagés (environ 2 kg pour une simple identification, au moins 20 kg pour des essais de compactage, voire plus en cas de granulométrie grossière). Il convient si possible que ces prélèvements soient effectués par le laboratoire chargé des essais.

- *reconnaissance des gîtes d'agrégats pour béton (classique ou BCR)* : ils sont reconnus à la pelle comme pour les zones d'emprunt ; quant à la prospection de carrières potentielles, elle comprend l'étude des niveaux rocheux concernés (nature pétrographique, étude structurale, densité de fracturation, épaisseur de découverte), assortie si nécessaire de forages carottés, et de géophysique. En général, l'ouverture de carrières nouvelles est exclue, sauf celles qui seront noyées par la retenue.

- *essais in situ :* les essais évoqués en page 47 (*voir Essais et mesures in situ*) peuvent le cas échéant être réalisés, si l'importance du barrage ou les problèmes rencontrés le justifient.

Interprétation des reconnaissances

L'ensemble des informations apportées par les travaux de reconnaissance est interprété par le géologue qui affine sa connaissance du site. Selon l'importance de l'ouvrage envisagé, la nature géologique du site et les problèmes rencontrés, il établit en tant que de besoin les documents suivants : coupes géologiques, profils de perméabilité et de fracturation, diagrammes structuraux.

Essais géotechniques en laboratoire

Une partie plus ou moins importante des essais nécessaires (*voir Essais géotechniques en laboratoires, p. 46 et s.*) est réalisée à ce stade d'étude, en fonction de divers critères (taille de l'ouvrage, contraintes budgétaires ou foncières, habitudes du bureau d'études...). Mais il est économiquement intéressant d'avoir fait l'ensemble des prélèvements en une seule fois, même si une partie seulement est étudiée en laboratoire au niveau de l'*APS* surtout pour les plus petits barrages. En tout état de cause, l'ensemble des essais

préconisés doit être fait au niveau de l'*APD*. Il est admissible de ne réaliser qu'un nombre restreint d'essais lors de l'*APS*, par exemple en se limitant à des essais de définition.

Synthèse géotechnique

Elle est établie sur la base des comptes rendus d'essais en laboratoire, de reconnaissances et de mesures *in situ*, et s'attache à distinguer des familles de matériaux homogènes, tant en fondation que dans les zones d'emprunt, en indiquant pour chacune les fourchettes de valeur des différents paramètres mesurés.

Les premiers calculs de stabilité peuvent être réalisés à partir de cette synthèse et permettent de définir le(s) profil(s) probable(s) pour les barrages en terre, le niveau de fondation pour les autres types de barrages.

La synthèse géotechnique doit aussi comporter un diagnostic sur la disponibilité en matériaux du site, selon le type de barrage envisagé, et attirer éventuellement l'attention sur la nécessité de prospecter de nouvelles zones d'emprunt avant le début des travaux.

Rapport final

Établi après réalisation de toutes les étapes précédentes, il comprend :
- une synthèse de toutes les études géologiques entreprises depuis le début des études ;
- la synthèse géotechnique évoquée ci-dessus (étude géotechnique préliminaire) ;
- la définition des reconnaissances d'*APD* (forages carottés, prélèvements intacts ou remaniés, géophysique, essais géotechniques en laboratoire et *in situ*...) ;
- le choix argumenté du type d'ouvrage le mieux adapté au site ;
- une esquisse préliminaire du barrage (zonage, pentes, ancrage, purge...) et un avis sur le traitement de la fondation et le cas échéant de la cuvette.

Études géologique et géotechnique d'APD (avant-projet définitif)

Dans le cas des plus petits barrages, cette phase pourra être confondue avec celle d'*APS*.

But poursuivi

Sauf cas particulier, la géologie est déjà bien connue à ce stade, et seules des reconnaissances ponctuelles sont généralement nécessaires (en particulier : fondation des ouvrages annexes tels qu'évacuateur de crues, galeries de vidange, de dérivation, de visite, tour de prise, barrages secondaires s'ils n'étaient pas envisagés lors de l'*APS*).

Cependant, en cas de modification significative de l'implantation du barrage (ou du seul axe de l'organe d'étanchéité) depuis les reconnaissances d'APS, de nouveaux forages carottés avec essais d'eau sont nécessaires sur le nouvel emplacement.

C'est en revanche à ce stade des études que la plus grande partie des études géotechniques proprement dites (mécanique des sols ou des roches selon le cas) est généralement réalisée et nécessaire :
- prélèvement d'échantillons en nombre adapté à la taille de l'ouvrage et aux conditions

rencontrées (degré de complexité géologique et de variabilité des sols), en fondation et dans les zones d'emprunt envisagées ;
- réalisation d'essais de laboratoire (programme adapté pour bien connaître la fondation des ouvrages et les zones d'emprunt de matériaux). Leur but est de fournir au projeteur les éléments nécessaires à la conception détaillée du barrage et de permettre la définition des recommandations d'ordre géologique et géotechnique pour la conduite des travaux et le suivi ultérieur de la vie de l'ouvrage. Cette phase d'étude correspond en France, pour les barrages de hauteur supérieure ou égale à 20 mètres, au *dossier définitif* à soumettre au Comité Technique Permanent des Barrages.

Méthodologie des études géologiques et géotechniques d'APD

Les études géologique et géotechnique d'APD comprennent tout ou partie des éléments suivants, de manière très variable selon les caractéristiques de chaque ouvrage (importance, complexité, type de barrage...).

- Reconnaissance complémentaire éventuelle de la fondation du barrage et des ouvrages annexes, notamment en cas de terrains peu consistants, de changement d'implantation, ou de reconnaissances antérieures insuffisantes (problèmes fonciers par exemple) : tranchées à la pelle, sondages carottés avec essais d'eau et/ou prélèvement d'échantillons « intacts », essais *in-situ* (pénétromètre...).

- Reconnaissance détaillée des zones d'emprunt de matériaux par tranchées à la pelle, avec prélèvements pour essais en laboratoire (notamment : prospection de nouveaux casiers en cas d'insuffisance du volume des matériaux disponibles, parfois en raison d'une augmentation de celui du barrage, ou en cas de changement tardif de type de barrage).

- Essais géotechniques en laboratoire (mécanique des sols et/ou des roches) sur échantillons intacts et remaniés, de la fondation et des emprunts.

- Analyses chimiques, radiométriques, sur les matériaux d'emprunt ou sur des terrains de fondation.

- Synthèse géotechnique (et géologique le cas échéant) de la fondation et des matériaux d'emprunt, débouchant sur la réalisation de calculs de stabilité permettant de définir le profil du barrage (en terre) ou le niveau de fondation des ouvrages rigides.

- Choix définitif des axes (ouvrages principal et annexes, étanchéité), du type d'ouvrage, de ses matériaux constitutifs.

- Définition précise de la nature et de la forme des organes d'étanchéité, de la zonation du barrage (selon le cas), des casiers d'emprunt, des conditions de mise en œuvre des matériaux, des dispositifs d'auscultation de la fondation et du barrage.

- Recommandations pour la conduite des travaux et le suivi de l'ouvrage en service (précautions à prendre, notamment pour la stabilité des versants et talus d'excavations en cours de travaux et lors de vidanges de la retenue ; maîtrise de la teneur en eau pour l'édification de barrages en remblai ; points d'arrêt nécessitant une réception par le géologue avant poursuite des travaux ; dispositions de détail à arrêter en fonction des observations faites lors des travaux...).

Géologie et géotechnique au stade du projet

Elles concernent essentiellement la rédaction des parties géologique et géotechnique du *Cahier des Clauses Techniques Particulières*[1] (CCTP) des marchés de travaux (selon les cas : terrassements, travaux préparatoires des ouvrages de génie civil, injections, paroi moulée, auscultation...).

Ce *CCTP* a notamment pour but de préciser à l'intention des entreprises participant aux appels d'offres les points particuliers à prendre en considération pour l'établissement de leurs offres et surtout pour la réalisation des travaux. Il comporte les documents d'information aux entrepreneurs consultés : hydrologie, géologie, résultats des reconnaissances.

Les points particuliers devant faire l'objet de *Spécifications Techniques Détaillées* (STD) sont les suivants (liste indicative et non exhaustive) :
- conditions de tri, sélection et mise en œuvre des matériaux de remblai, normes de compactage (fourchette de teneur en eau et de compacité, valeurs limites du degré de saturation et/ou de la pression interstitielle, fuseaux granulométriques, modalités du contrôle des matériaux...) ;
- critères d'arrêt et de réception des fouilles et purges ;
- pentes de talus après excavation à respecter (fouilles, emprunts) ;
- spécifications particulières concernant, le cas échéant, les injections (profondeurs, pressions, critères d'arrêt : pression/volume...) ;
- spécifications particulières concernant, le cas échéant, la paroi moulée (critères d'arrêt, conservation d'échantillons, précautions concernant la piézométrie...) ;
- spécifications particulières concernant, le cas échéant, le voile de drainage (orientation des forages par rapport au pendage, espacement, profondeur, traitement des zones au large) ;
- spécifications concernant les piézomètres (nature, zones sensibles à surveiller éventuellement...).

Suivi géologique des travaux

But poursuivi

L'intervention de la personne ayant réalisé l'ensemble des études géologiques préliminaires et participé à l'élaboration du projet est indispensable pendant le déroulement des travaux de construction du barrage.

En effet, des adaptations de détail ou parfois plus importantes peuvent être nécessaires à un moment ou à un autre des travaux, car les reconnaissances préliminaires, même très détaillées, ne concernent réellement qu'une faible partie du volume de terrain. Ceci est d'autant plus vrai que la variabilité des paramètres géologiques et géotechniques est importante.

Il importe de bien noter que la phase de réalisation des travaux fait partie intégrante des études, car c'est à ce seul moment que la géologie peut être vue en vraie grandeur et en

1. On trouvera au chapitre IV, p. 101 les indications nécessaires à l'établissement du CCTP d'un barrage en remblai.

continu, et que peuvent être décelés d'éventuels problèmes ou éléments importants, ayant pu échapper aux reconnaissances. Il convient d'en tenir compte moyennant des adaptations ou des modifications des dispositions constructives initialement prévues. Par exemple en approfondissant localement des organes d'étanchéité, en purgeant des terrains peu consistants, en adaptant le zonage du remblai, en ajoutant des drains, en adaptant la profondeur de piézomètres....

Ces modifications, qui sont parfois à décider très vite sur le chantier, en raison du rythme souvent rapide des travaux, doivent être notifiées en temps utile aux entreprises concernées, sous forme écrite (ordre de service, compte rendu de visite, inscription au journal de chantier) accompagnée de plans et croquis.

Elles sont à archiver ensuite dans le cadre du *Dossier des Ouvrages Exécutés* ou *Plans de Récolement*, constituant la mémoire du chantier et utiles lorsqu'il est nécessaire de chercher la cause de désordres ou de comportements « anormaux » plusieurs mois ou années après la fin des travaux. Cette recommandation garde toute sa valeur pour les plus petits barrages.

Méthodologie du suivi géologique des travaux

Pour atteindre ce but, le géologue doit être étroitement associé au déroulement du chantier, sous forme de visites périodiques, pour une part programmées en fonction des phases de travaux nécessitant son intervention (réception de fond de fouilles...), et pour le reste selon une périodicité à adapter aux caractéristiques du chantier (importance des ouvrages, complexité géologique, expérience des entreprises).

Il importe donc que le géologue soit tenu informé en temps utile de l'avancement des travaux, afin de pouvoir programmer ses visites et éviter :
- de ne pouvoir faire les observations et « réception » prévues ;
- de retarder les travaux (arrêt ou remblaiement de fouille...), ce qui est toujours difficile et générateur de conflits généralement nuisibles à la qualité du travail.

La liste, non exhaustive, des tâches à accomplir au cours des travaux de construction d'un barrage est la suivante :

- *Suivi de la réalisation des fouilles de toutes natures (ancrage, clef d'étanchéité, purge, décapage superficiel, galeries creusées dans le rocher...) :*
- comparaison aux prévisions, décision d'arrêt ou de poursuite des fouilles (adaptation du niveau d'arrêt des fouilles aux conditions géologiques rencontrées) ;
- surveillance de la stabilité des excavations, des versants naturels et talus (en déblai ou remblai), avec si nécessaire décision de mise en œuvre de confortements (épinglage de blocs rocheux instables, adoucissement, cloutage ou épaulement de talus meubles...).

- *Lever géologique des fonds de fouilles (ancrage, purge, clef d'étanchéité, ouvrages annexes en béton : galeries, évacuateur de crues, tour de prise) :* il est généralement fait, pour les ouvrages d'une certaine importance, à l'occasion de la réception contractuelle des fonds de fouille prévue au marché, et peut s'accompagner de prise de photographies, prélèvement d'échantillons, relevés de fracturation, levers topographiques précis de points particuliers visibles en fond de fouille.

◆ *Lever géologique des galeries creusées dans le rocher (réservées en général aux plus grands des ouvrages visés ici) :* représentation de la nature des terrains traversés et de leur structure (fracturation, pendages, schistosité, porosité) sur un plan développé de la section de la galerie, avec report de tous indices hydrogéologiques (cavités, venues d'eau, pertes...).

◆ *Suivi des prélèvements de matériaux d'emprunt pour les barrages en terre :*
- comparaison des terrains effectivement rencontrés avec les prévisions, et contrôle de la conformité de la conduite des emprunts avec les spécifications du marché ;
- recherche de nouveaux casiers si nécessaire ;
- adaptation des conditions d'exploitation : tri des matériaux, zonage du remblai, traitement des matériaux (séchage, humidification, criblage...) ;
- surveillance de la stabilité des talus résiduels, et adaptation de la conduite des emprunts en cas de problèmes.

◆ *Suivi de l'exploitation des gîtes d'agrégats et des carrières (pour BCR, protections en enrochements...) :*
- comparaison avec les prévisions ;
- contrôle de la conformité des matériaux exploités aux spécifications du marché (granulométrie ou blocométrie, nature, forme, caractéristiques mécaniques...).

◆ *Suivi de la réalisation des drains et puits drainants en fondation.* L'attention doit porter essentiellement sur :
- la vérification de la traversée effective et correcte des zones à drainer ou décomprimer (suivi des forages, examen des cuttings, enregistrement de paramètres, diagraphies...), et l'adaptation éventuelle de la profondeur et de l'orientation des drains ;
- l'absence de colmatage lors de la foration (pas d'utilisation de boues de forage, nettoyage soigné en fin de foration jusqu'à l'obtention d'eau claire) ;
- le développement des puits éventuellement nécessaires ;
- la conformité des dispositifs filtrants (dimension, nature et disposition des crépines) aux spécifications et aux conditions réellement rencontrées, et leur adaptation si nécessaire ;
- la réalisation correcte, le cas échéant, de l'isolation de certaines zones ne devant pas être mises en communication hydraulique ;
- la vérification finale du fonctionnement (qui peut n'avoir lieu parfois qu'après remplissage partiel ou total de la retenue), avec en particulier l'absence de tout entraînement de particules de sol dans l'eau recueillie (qui pourrait constituer l'amorce d'un renard).

◆ *Suivi de la réalisation des voiles d'injection (le cas échéant) :*
- définition, en liaison avec les spécialistes de l'entreprise, du plot d'essai et des consignes d'injection (pressions et/ou volumes limites, critères d'arrêt) ;
- établissement de coupes géologiques reconstituées par enregistrement des paramètres de forage destructif ;
- modifications éventuelles de la profondeur du voile (approfondissement au niveau d'accidents perméables...), ou de son extension latérale (allongement des voiles au large) ;
- modifications éventuelles de l'espacement entre forages, du dosage et parfois de la nature du coulis, des paramètres d'injection (pression, volume, débit) ;
- définition et suivi de sondages de reconnaissance ou de contrôle avec essais d'eau ;
- décision éventuelle de retraitement en cas de mauvais résultats des essais de contrôle ;
- synthèse et interprétation des absorptions de coulis et des pressions d'injection.

◆ *Suivi de la réalisation des parois moulées (le cas échéant) :*
- établissement de la coupe des terrains traversés par prélèvement d'échantillons à la sortie de la benne, si le type d'outil utilisé et/ou la nature des terrains le permettent ;
- « réception » du fond d'excavation (prélèvement d'un échantillon à la benne en fin de creusement), notamment lorsqu'un niveau d'ancrage particulier doit être atteint ;
- surveillance particulièrement attentive de la continuité de la paroi ;
- surveillance de la stabilité des parois, de la largeur et de la verticalité de l'excavation (observer le centrage des câbles ou tiges par rapport aux bords de celle-ci lors de la descente et de la montée de la benne) ;
- contrôle d'éventuels hors-profils de creusement (visibles sur les courbes de bétonnage, dans le cas des parois au béton plastique où l'on substitue ce dernier à la boue de creusement) ;
- suivi de la piézométrie de part et d'autre de la paroi au cours des travaux (il convient de s'assurer en permanence que la boue ou le coulis dans l'excavation est à un niveau supérieur d'au moins 1,5 à 2 mètres à celui de la surface piézométrique dans le terrain naturel, afin d'assurer la stabilité des parois) ;
- décisions éventuelles de modification de la géométrie (augmentation ou diminution de la profondeur et de l'extension latérale) en fonction des conditions géologiques effectivement rencontrées.

Bibliographie

Antoine (P.), Barbier (R.), 1973 - *Les problèmes géologiques posés par les barrages de faible hauteur*, Annales I.T.B.T.P., série sols et fondations, S.A. le Bâtiment éd., supp. au n° 312, pp. 27 - 46.

Antoine (P.), Fabre (D.), 1980 - *Géologie appliquée au génie civil*, Paris, Masson, 291 p.

Couturier (B.), 1985 - *Géologie des barrages collinaires*, Bulletin de l'A.I.G.I., n° 31, Paris, pp. 51 - 57.

Couturier (B.), 1987 - *Les études géologiques dans les projets de barrages*, Thèse doctorat d'État, Univ. Grenoble I, 350 p., 97 fig.

Gignoux (M.), Barbier (R.), 1955 - *Géologie des barrages*, Paris, Masson, 343 p., 176 fig., 28 photos.

Habib (P.), 1980 - *Cours de mécanique des sols*, ENGREF, 109 p.

Lautrin (D.), 1990 - *Géologie des barrages et des retenues de petites dimensions*, Série Hydraulique Agricole n° 7, Cemagref, 144 p., 68 fig., 17 photos.

AFNOR, 1994 - *Avant projet de norme expérimentale PRP 94.202 - Sols : reconnaissance et essais. Prélèvement des sols et des roches : méthodologie et procédures.*

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.

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

Lorsque les teneurs en eau sont inférieures à 10 ou supérieures à 40, les matériaux ont des caractéristiques très médiocres et il convient a priori de les éviter 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). Tranchées continues dans certaines zones.	Autres essais in situ (pénétromètre, scissomètre, pressiomètre, géophysique...).	Effectuée sur chaque échantillon prélevé (d'un poids minimum de 2 kg)	Limites d'Atterberg des matériaux suffisamment fins et granulométrie (éventuellement teneur en matières organiques, essai au bleu de méthylène, minéralogie, teneur en gypse).	(+identification) Proctor Normal PN et poids spécifique (échantillon d'au moins 20 Kg à prélever).	(+identification et + PN si emprunts). Triaxiaux non drainés consolidés CU et non consolidés UU, compressibilité pour matériaux fins. Boîte de cisaillement pour matériaux grossiers. Perméabilité.
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 %, l'indice de consistance est souvent proche de 1,2 (matériaux fins peu micacés avec plus de 40 % d'éléments inférieurs à 80 μ) 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.

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 φ' = 20°), soit excellentes (exemple : c' = 25 kPa et φ' = 35°). Il est à noter toutefois que la valeur de c' est bien moins fiable 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 et en général insuffisantes pour une hauteur 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. I)*.

- *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 ne peuvent être employées que lorsque l'intérêt économique de la retenue le permet.

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 du talus 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 décompression[1] (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).

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 BRETSCHNEIDER[1] qui est adaptée aux retenues modestes (superficie < 100 ha). Cette formule tient compte de la profondeur de l'eau D à promixité 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 :

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

La revanche est prise égale à $R = 0,75\,h + \frac{V^2}{2g}$ où $g = 9,81$ 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	7000	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, notes 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)

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

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	041	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'enrochements (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 enrochements

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.

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 photo 11 p. V)*. 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 bouteur.

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 sècheresse et les averses intenses rendent l'enherbement plus délicat. Les variétés arbustives sont à proscrire dans tous les cas.

Filtres et drains[1]

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 $k = 0{,}35\ d^2_{15}$ 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)*.

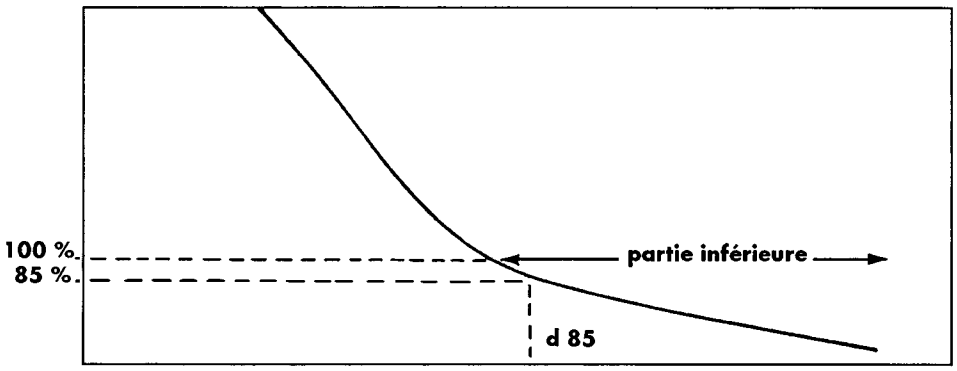


Fig. 1 - Exemple d'un sol très gradué

Dispositif drainant du remblai

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 recreusant à la pelle le remblai toutes les 5 ou 6 couches compactées et en y déversant le sable avec soin *(voir photo 2, p. I)* ;
- 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 300 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.

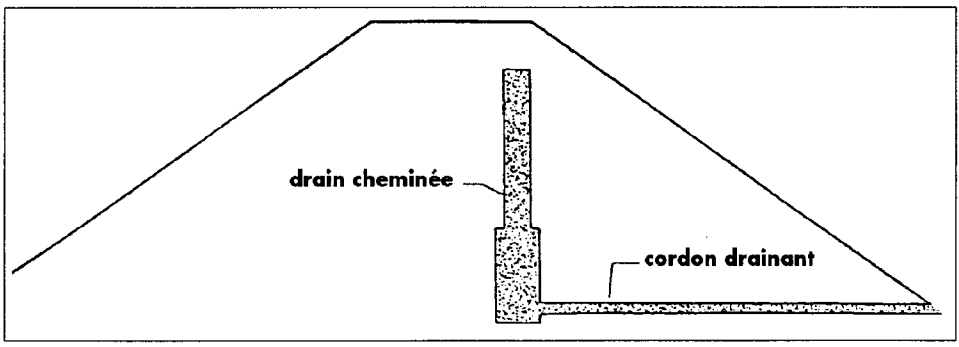


Fig. 2 - Dispositif drainant d'un remblai argileux homogène

Cette dernière 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 drain[1]

Les géotextiles sont des nappes de fibres souples, résistantes et perméables. Il existe plusieurs produits, chacun d'entre 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.

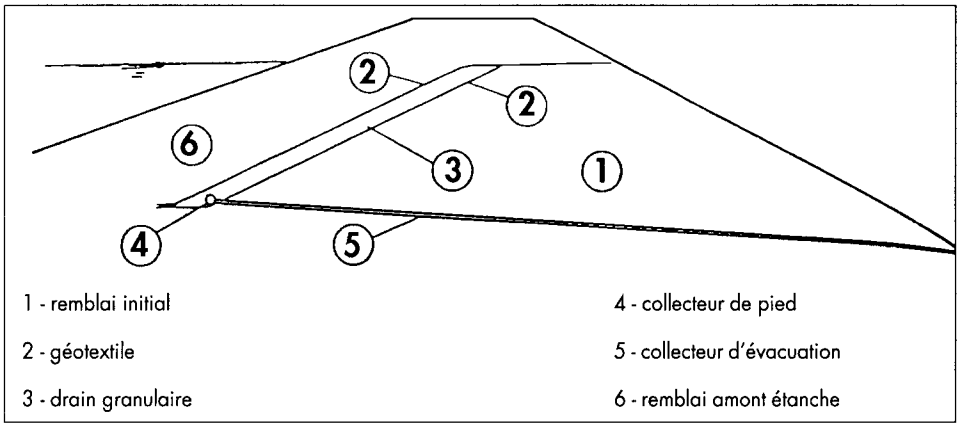


Fig. 3 - Drain granulaire incliné entouré par un géotextile

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)* :

- 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 $H^2\sqrt{V}$ est supérieur à 300.

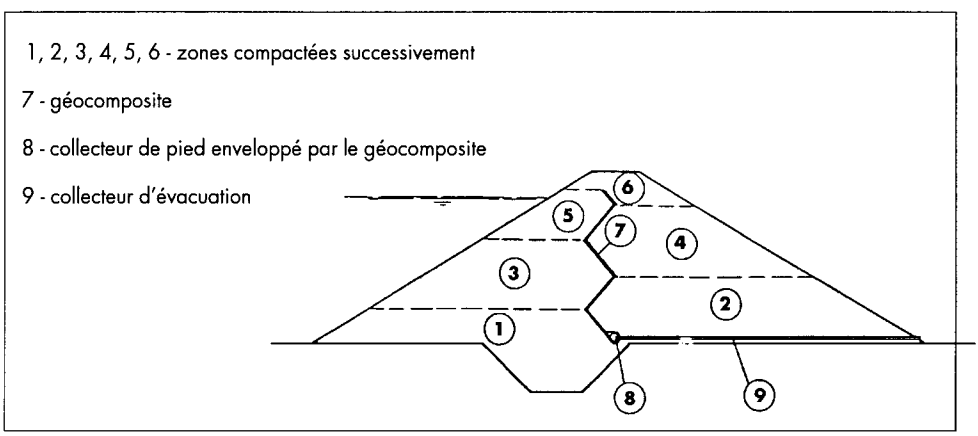


Fig. 4 - Drainage vertical assuré par un géotextile composite

Étanchéités artificielles

Les géomembranes[1] (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 batillage, 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

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

peut être très 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 emplie 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 poid 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) ;
- ainsi que, le cas échéant, l'action d'un séisme (combinaison accidentelle).

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 rapide[1] 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 étapes[2] :

- *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 dizièmes, 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° (tgφ'/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.

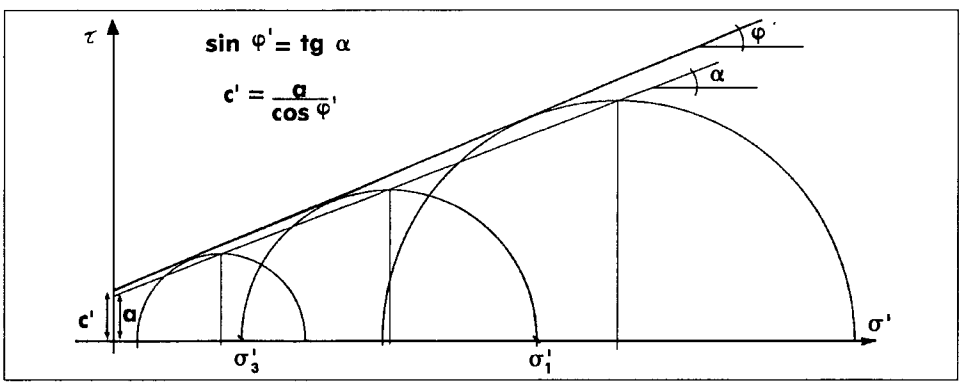


Fig. 5 - Relations entre les sommets des cercles de rupture et la tangente

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' (cohésion) et φ' (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 poinçonnement[1] 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 :

$F = N_c.c_{uu}/\gamma.H$

avec

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

c_{uu} = 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 LEROUEIL, MAGNAN, TAVENAS[2] 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_{uu} 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_{uu}, 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 $u = r_u.\gamma.h$ où r_u est un coefficient inférieur à 1 et où $\gamma.h$ 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_{uu} 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 $\sigma 3$. 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 $K_h.P$ 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 $K_v.P$ 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, Kh 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'AFPS[1], 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 (2H/1V à 4H/1V) et avec la faible hauteur d'eau des barrages concernés, cet effet est pratiquement négligeable *(voir chap. V, p. 113)*.

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 les filtres (épaisseur, utilisation d'un sable filtre à l'amont du noyau...) ;
- 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'auscultation[1]

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 VI.

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

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.

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 implante 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 altimétriques (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 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 entrainé 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 naturels. 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 $\geqslant$ 600 mm) ; les conduites en béton armé et en fonte ne sont pas recommandées. Elle doit avoir une pente amont aval au moins $\geqslant$ 1 % et elle est à mettre en place dans une tranchée exécutée en fondation au point bas de la vallée pour les petits diamètres ($\leqslant$ 400 mm) ou dans le terrain en place suffisamment rigide (pied d'un versant en général) pour les plus gros diamètres ($\geqslant$ 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 m^3 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 cm[1]. 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 : l'enrobage de la moitié inférieure du tuyau peut donc être accepté dans ce cas.

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)

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 deux vannes. L'une, réglable, évite à la conduite ou à la galerie d'être en charge[2], ce qui facilite son contrôle et réduit les risques de désordres dans le cas où son étanchéité ne serait pas parfaite. Pour permettre sa réparation, une vanne de garde 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 ($H^2\sqrt{V} < 100$) 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 (ou tuyau posé dans galerie de visite)		vanne de garde et vanne réglable en aval

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 fusibles[1]

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 souples[2]

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 col[1], à une altitude proche de celle de la retenue, sont rocheux, une solution économique consiste à entailler un chenal non revêtu[2]. 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 bajoyers[3] 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 $H2\sqrt{V} < 30$ 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 survillance ; 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 régulier[1].

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 important[2].

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'élancement 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 1er 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 feuilletage, 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 γd, 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 γd/γdmaxPN* (exemple : si γd/γw = 1,70 avec γw = poids volumique de l'eau, et si γdmaxPN/γw = 1,73, le taux de compactage est de 98 %) ; l'appréciation la plus fiable consiste donc à associer à chaque mesure (w, γd) 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 γs est peu variable ; il est intéressant de reporter sur un graphe (w, γd) 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, γd ou γs ; 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 γd 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 γd) ; ceci est important si cette valeur est sensiblement supérieure à γdmaxPN, 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 γd comprise entre γd en place et γdmaxPN (par exemple si γd en place = 108 % de γdmaxPN, 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 antérieurs *(photo 6 p. III)*.

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'oeuvre, 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, γd) pour 1 000 m^3 de matériaux compactés ;
- un essai PN pour une à dix mesures (w, γd).

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'aménagement 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.

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-retenue-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 m^3 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 ;
- *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 % ;

- 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 ;
- 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 défaillants, 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	25 à 65	60	50
(dont remblai)	(20 à 55)	(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., réedition 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.

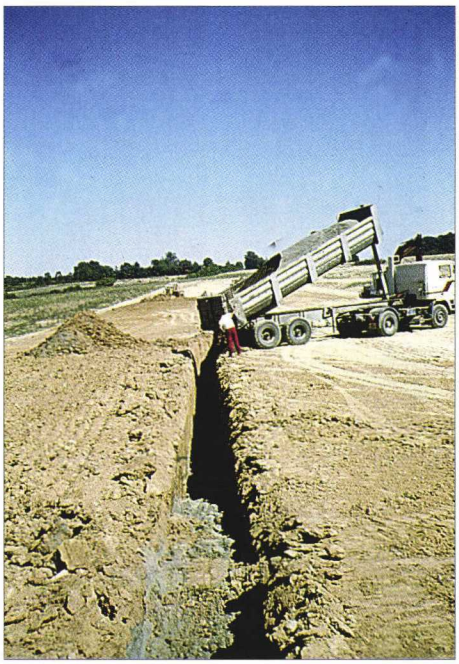
15 - Martin (Ph.), Degoutte (G.), 1993 - *Évacuateurs de crues rustiques,* Journées nationales d'étude AFEID-CFGB « petits barrages », Bordeaux, février 1993, Cemagref éditions, pp. 293 - 301.

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.

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

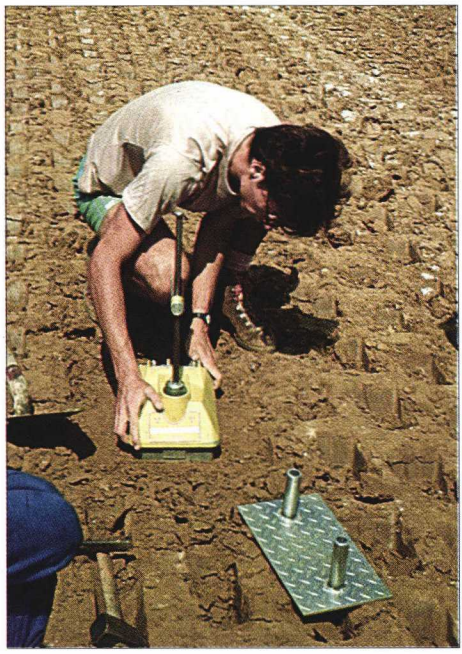


◀ **2** - Drain vertical recreusé dans le remblai et remplissage par du sable drainant et autofiltrant (texte p. 78).

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. 103).

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



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

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).

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

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

PROTECTION DES PAREMENTS

◀ **11 -** Mise en place d'un revêtement antibattillage 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 concervant 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). ▶

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. ▶

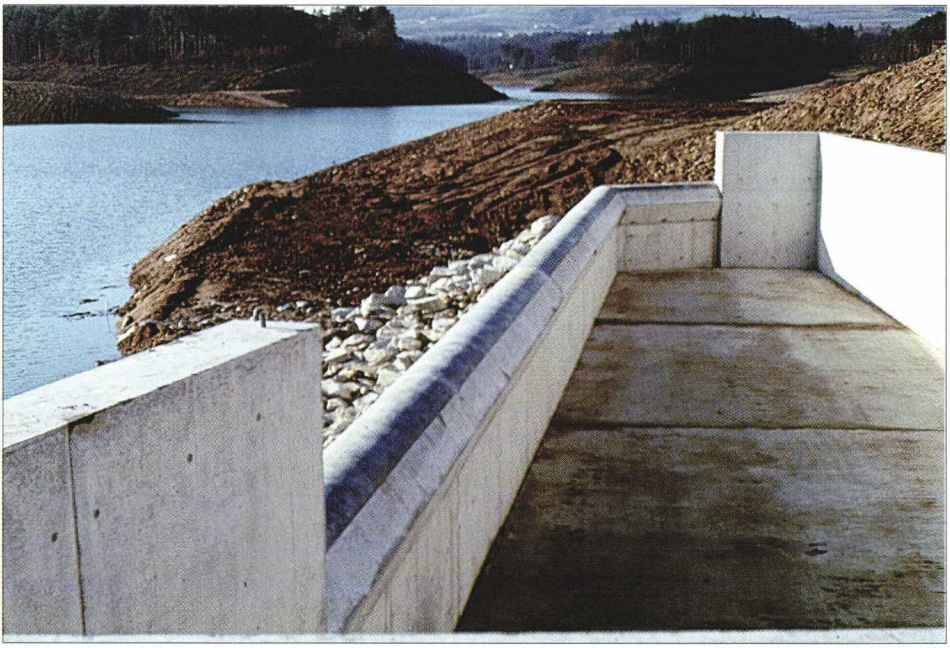
◀ **17 -** La tranchée est emplie de béton.

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.

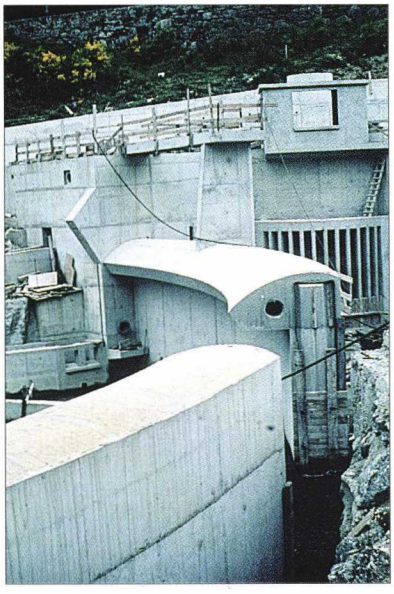


Barrages en béton

◀ **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).

CHAPITRE V

Petits barrages en béton

Animé par Paul ROYET (Cemagref)
Membres du groupe : Gérard DEGOUTTE (ENGREF), Max GIRARD (SOMIVAL), Michel LINO (ISL), Jean TEYSSIEUX (COYNE & BELIER), et Georges TRATAPEL (CNR).

En introduction de cet ouvrage, nous avons indiqué que nous qualifions de petits les barrages de hauteur inférieure à 25 mètres environ. Dans ce chapitre, cette hauteur, qui n'a qu'un caractère indicatif, est la hauteur du barrage sur sa fondation. En effet, c'est essentiellement au niveau du contact entre le barrage et sa fondation que s'analyse la stabilité globale de l'ouvrage.

Il n'est pas traité spécifiquement de très petits barrages de moins de 10 mètres de hauteur sur fondation (par exemple les seuils en rivière), même si de nombreuses recommandations abordées ci-après peuvent s'appliquer à ces ouvrages.

Ce chapitre n'a pas l'ambition de constituer un traité sur les petits barrages en béton, mais plutôt de souligner les spécificités de ces barrages, tant dans le choix de la solution, dans leur conception ou dans leurs dispositions constructives. En clair, il s'agit surtout de montrer en quoi les petits barrages ne sont pas forcément conçus comme les grands barrages.

Ce chapitre aborde tout d'abord les critères de choix conduisant à un projet de barrage en béton, puis à la sélection d'une sous-catégorie : barrage poids en béton conventionnel ou en béton compacté au rouleau (BCR), barrage symétrique en remblai dur, barrage voûte. Sont ensuite abordés la conception et le dimensionnement des barrages poids classiques, qu'ils soient constitués de béton conventionnel vibré (BCV) ou de béton compacté au rouleau (BCR). Les particularités des barrages en remblai dur font l'objet d'un développement spécifique. Il en va de même pour les barrages mobiles couramment rencontrés dans les aménagements de fleuves et de rivières navigables.

Le choix du type de barrage en béton

Pourquoi choisir un barrage rigide ?

En France, le choix d'un ouvrage rigide pour les petits barrages n'est pas le plus fréquent. Statistiquement, on construit beaucoup plus de petits barrages en remblai que d'ouvrages rigides.

Quelles sont, le plus souvent, les raisons du choix d'un ouvrage rigide ?

- nécessité d'évacuer une crue importante ;
- présence de fonctions hydrauliques complexes dans l'ouvrage (ouvrage vanné pour assurer, par exemple, l'évacuation des sédiments et garantir la pérennité de la retenue, vidange de fond de fort débit) ;
- incertitude sur l'hydrologie : les ouvrages rigides sont généralement moins sensibles au déversement que les ouvrages en remblai. Sur les sites où il y a une grande incertitude sur les crues, les variantes rigides sont souvent avantageuses (limitation des ouvrages de dérivation provisoire et plus grande sécurité vis-à-vis du risque hydraulique). Il faut toutefois noter que la stabilité des petits barrages poids est très sensible au niveau des plus hautes eaux.

De façon générale, un ouvrage en béton est envisagé chaque fois que les ouvrages hydrauliques ont une importance significative dans le projet (souvent le cas pour les barrages de prise d'eau sur les aménagements hydroélectriques).

Quelles sont les conditions requises pour pouvoir projeter un ouvrage rigide ?

La première condition porte sur la *qualité de la fondation*. En première approximation, on peut énoncer la règle suivante : un barrage rigide nécessite une fondation rocheuse de bonne qualité. Cette règle s'énonce sans restriction pour les petits barrages voûtes qui nécessitent une fondation peu déformable. Pour les barrages à profil poids, il est possible, dans une certaine mesure, d'adapter le profil à la qualité de la fondation par adoucissement du profil.

La deuxième exigence pour construire un ouvrage rigide est de disposer, dans des conditions économiques acceptables, de granulats de bonne qualité (non gélifs et ne risquant pas de générer des phénomènes de gonflement du béton) nécessaires à sa construction. Ces deux exigences sont d'ailleurs souvent satisfaites simultanément.

Fonctionnement mécanique des barrages rigides

Il convient de distinguer les barrages voûtes qui transmettent la poussée hydrostatique par « effet voûte » c'est-à-dire en la reportant à la fondation par des arcs comprimés, et les barrages poids dont l'équilibre est assuré par le poids de l'ouvrage qui permet de mobiliser le frottement sur la fondation.

Barrage voûte

Les barrages voûtes reportent la poussée hydrostatique sur la fondation par des arcs travaillant en compression. C'est la géométrie de la voûte et le contraste de rigidité entre le béton et le rocher qui déterminent le fonctionnement de l'ouvrage. La recherche de la forme idéale vise à transmettre la poussée par des arcs entièrement comprimés. Traditionnellement, les barrages voûtes ont été dessinés en limitant la contrainte maximale dans les arcs comprimés à 5 MPa, correspondant à un cœfficient de sécurité de 4 ou 5 pour un béton de qualité moyenne. Cette condition détermine l'épaisseur de la voûte et la formule du tube ($\sigma = p.R/e$) reste un moyen efficace de prédimensionnement des petits barrages voûtes.

Il en résulte quatre conditions nécessaires pour pouvoir concevoir un barrage voûte (petit ou grand) :

- *condition topographique :* la vallée doit être « étroite » ; des barrages voûtes ont été construits sur des sites dont le rapport largeur en crête sur hauteur (l/h) est voisin de 10, mais généralement les voûtes sont intéressantes lorsque l/h est inférieur à 5 ou 6 ;
- *rigidité de la fondation :* pour que le fonctionnement « en voûte » soit possible, il faut que la rigidité de la fondation soit suffisante, sinon les arcs ne trouvent pas leurs appuis et la structure tend à fonctionner en console ; comme ordre de grandeur, une voûte ne doit pas être envisagée sans études détaillées lorsque le module de déformation du rocher (mesuré par essais au vérin ou petite sismique) est inférieur à 4 ou 5 GPa ;
- *résistance mécanique de la fondation :* on a vu que la voûte transmet des contraintes élevées à la fondation qui doit rester dans le domaine élastique pour ces niveaux de sollicitation ;
- *tenue des dièdres de fondation,* sous l'effet des sous pressions et compte tenu de la compression apportée par la voûte qui peut empêcher leur dissipation.

Lorsqu'une reconnaissance approfondie de la fondation montre que ces conditions sont réunies, le barrage voûte s'avère souvent une solution économique pour les petits barrages car il minimise de façon très importante les volumes de béton à mettre en œuvre. À titre d'exemple, une voûte cylindrique de 25 mètres de rayon pour un barrage de 25 mètres de hauteur aura une épaisseur de l'ordre de 1,25 mètre en retenant une contrainte maximale de compression de 5 MPa, suivant la formule du tube, à comparer avec une épaisseur moyenne de 10 mètres pour un profil poids classique.

Par ailleurs, la conception et la construction sont simples pour des ouvrages de moins de 25 mètres, si l'on s'en tient à des formes géométriques simples.

Le barrage voûte présente aussi l'avantage d'être peu sensible à la submersion pour autant que celle-ci reste de courte durée et d'amplitude modérée (risque d'érosion du pied aval). C'est donc un type de barrage qui tolère une sous estimation de la crue de projet. Cependant, nous ne traiterons pas plus longuement des barrages voûtes dans ce document, car l'expérience montre que cette solution a été rarement adoptée en France ces dernières décennies pour les barrages de moins de 25 mètres de hauteur sur fondation (BLAVET, CHAPEAUROUX[1], LE PASSET).

1. Photo 22 p. VIII.

Profil poids

Pour un barrage à profil poids, le fonctionnement de l'ouvrage est complètement différent : c'est le poids de l'ouvrage (et non sa géométrie comme dans un barrage voûte) qui assure l'équilibre de la poussée hydrostatique et des sous-pressions *(voir photo 21 p.VIII)*.

Les sous-pressions ne sont généralement pas considérées pour les barrages voûtes car, du fait de la minceur du profil dans le sens amont-aval, la part des sous-pressions dans l'équilibre est négligeable. Par contre, pour un barrage poids, les sous-pressions jouent un rôle majeur dans l'équilibre.

La méthode classique d'étude de la stabilité d'un barrage poids consiste à analyser l'équilibre global du barrage ou d'une partie de celui-ci sous l'action du poids, de la poussée hydrostatique, des sous-pressions et éventuellement d'autres actions secondaires (par exemple poussée des sédiments ou séisme)

Les critères de dimensionnement de l'ouvrage portent sur la répartition des contraintes normales (limitation des tractions au pied amont et limitation des contraintes de compression) et sur l'inclinaison de la résultante. Cette méthode de calcul met en évidence le rôle majeur des sous-pressions dans l'équilibre des barrages poids et donc l'importance du drainage.

À titre indicatif, les contraintes maximales de compression sous un profil poids traditionnel à parement vertical et fruit aval de 0,8H/1V sont de 0,35 MPa pour un barrage poids de 25 mètres de hauteur, soit plus de dix fois plus faible que pour un barrage voûte de même hauteur. L'inclinaison de la résultante varie de 27 à 42° suivant les conditions de drainage.

Enfin, il convient de noter que le barrage poids en béton est un ouvrage rigide ; le module du béton traditionnel est de l'ordre de 25 GPa, généralement supérieur au module des fondations rocheuses sur lesquelles il repose.

Ces rappels sur le fonctionnement mécanique du profil poids justifient la principale exigence pour un barrage en béton, à savoir la nécessité d'une fondation rocheuse de qualité suffisante. La condition relative à sa faible déformabilité est généralement la plus contraignante, en particulier pour des fondations de roches tendres ou altérées, mais la condition sur la résistance au cisaillement élimine également le profil poids lorsque la résistance au cisaillement de la fondation est faible (fondation marneuse, présence de joints argileux subhorizontaux dans la fondation...).

Les matériaux utilisés : évolution historique

Maçonnerie

Historiquement, le matériau de construction le plus utilisé a été la maçonnerie, aussi bien pour les barrages voûtes (barrage Zola en France, très anciens barrages en Iran...) que pour les profils poids.

En France, un nombre important de barrages poids en maçonnerie a été construit au XIXe siècle pour l'alimentation des canaux et pour l'alimentation en eau. Dans

l'ensemble ces ouvrages ont très bien supporté les ans, en dépit de profils souvent limites. À noter toutefois que l'une des ruptures les plus catastrophiques en France concerne le barrage de Bouzey, barrage poids en maçonnerie de profil insuffisant. L'analyse de sa rupture a mis en évidence le rôle majeur joué par les sous-pressions dans le corps de l'ouvrage qui n'étaient pas considérées jusqu'alors.

La construction de barrages en maçonnerie n'est plus utilisée en France, principalement du fait qu'elle exige une abondante main-d'œuvre pour la taille des pierres d'appareillage et leur mise en place. Mais cette technique reste opérationnelle dans certains pays (Chine, Inde, Maroc, Afrique sahélienne...) pour les petits barrages.

Béton conventionnel

La technique des barrages poids en béton conventionnel vibré (BCV) s'est développée à partir de la deuxième décennie du XXe siècle. Elle a donné lieu à un très grand nombre d'ouvrages de toute taille et pour toutes sortes d'usages.

La technologie des barrages poids en BCV met en œuvre des bétons de granulométrie importante (jusqu'à 80 millimètres) et des dosages en ciment de l'ordre de 200 à 250 kg/m^3. L'exothermie de la réaction d'hydratation du béton conduit pendant la prise à de fortes augmentations de température du béton et à un risque de fissuration lors du refroidissement.

Les barrages en BCV sont pour cette raison construits par plots de dimensions horizontales courantes 15 x 15 mètres nécessitant la mise en œuvre de nombreux joints de contraction, transversaux et longitudinaux (au moins pour les barrages de grande hauteur). Pour les petits barrages, il est généralement possible de se contenter de joints transversaux.

Le monolithisme de l'ouvrage est obtenu par la mise en place de boîtes de cisaillement et l'injection des joints entre plots.

La technique des barrages poids en BCV nécessite comme la maçonnerie une importante main d'œuvre, en particulier pour la réalisation des coffrages. Cette exigence en main-d'œuvre et le développement parallèle des techniques modernes de terrassement à très hautes cadences ont conduit à une désaffection progressive pour les profils poids en béton au profit des barrages en terre ou en enrochements.

Béton Compacté au Rouleau (BCR)[1]

Le regain d'intérêt pour les profils poids est venu de l'invention du BCR qui est une innovation technique majeure dans la technologie des barrages.

L'innovation consiste à mettre en place le béton et à le compacter, non plus par les moyens traditionnels (grue ou blondin pour le transport et compactage par pervibration dans la masse), mais en utilisant les techniques de terrassement, transport par camion, réglage au bouteur, compactage au rouleau vibrant lourd. Ce mode de réalisation exige toutefois une surface de plate-forme de travail supérieure à 500 m^2 (environ) pour que les engins puissent évoluer efficacement.

1. Voir *Bibliographie*, p. 139, note 5.

La possibilité de réduire au strict nécessaire la quantité d'eau et le serrage efficace obtenu par le compactage en couches de 30 cm ont permis de limiter les quantités de ciment à des valeurs de 100 à 150 kg/m^3 de façon à diminuer l'exothermie.

En effet, cette nouvelle méthode de mise en œuvre s'accommode mal des nombreux joints destinés à contrôler la fissuration thermique du BCV. Dans la conception actuelle des barrages en BCR, seuls les joints transversaux sont conservés, mais généralement à des espacements bien supérieurs aux 15 mètres traditionnels des barrages en BCV.

L'un des avantages importants du BCR, en particulier dans les pays développés, est la rapidité d'exécution : le massif d'un petit barrage peut être construit en quelques semaines, permettant de réduire les coûts d'immobilisation, de maîtrise d'œuvre et souvent de dérivation des eaux, le barrage étant construit en étiage avec des ouvrages de dérivation réduits au minimum.

En France, la technologie du BCR s'est orientée dans une direction originale. Le BCR a été souvent utilisé pour construire le massif poids à moindre coût, mais n'assure pas la fonction d'étanchéité qui repose sur un organe spécialisé :
- membrane en PVC au barrage du Riou[1] ;
- mur en béton armé construit à l'avance et servant de coffrage pour le parement amont pour les barrages de Petit Saut et du Sep ;
- masque amont en béton armé au barrage d'Aoulouz au Maroc, de conception française et marocaine.

Dans cet esprit, les matériaux BCR utilisés pour le corps du barrage sont avant tout des matériaux rustiques, dont la composition variable est guidée par la disponibilité sur le site des composants dans une formulation au moindre coût. Les teneurs en liant sont faibles, de l'ordre de 100 kg/m^3, et la teneur totale en fines est d'au moins de l'ordre de 12 %.

Le Remblai Dur[2]

Dans l'optique d'une plus grande économie dans la fabrication du matériau BCR, on a cherché à diminuer encore la teneur en ciment et à utiliser des alluvions naturelles, si possible sans traitement préalable. Cependant, il convenait d'adapter la conception du barrage aux contraintes admissibles pour un tel matériau. Ainsi est né le concept de remblai dur dont les caractéristiques sont les suivantes :
- profil symétrique de fruits compris entre 0,5H/1V et 0,9H/1V (pour fixer les idées), l'optimum mécanique étant obtenu pour des fruits de 0,7 H/1V ;
- distinction des fonctions d'étanchéité assurées par un masque amont, et des fonctions de stabilité assurées par le massif de remblai dur[3] ;
- remblai dur qui est un BCR où on recherche l'économie maximale par utilisation des matériaux naturels avec un traitement minimum et un dosage en ciment également minimum (de l'ordre de 50 kg/m^3) ;

1. Photo 23, p. VIII.
2. Voir *Bibliographie*, p. 139, note 2.
3. Pour certains barrages, comme les barrages écrêteurs de crues, le masque n'est souvent pas indispensable.

- un module de déformation du remblai dur qu'on peut estimer significativement inférieur à 10 GPa, dépendant bien sûr de la nature et de la granulométrie des agrégats ainsi que du dosage en liant.

Le profil symétrique transmet des sollicitations faibles sur la fondation. Sous poids propre, les contraintes sont uniformes et de l'ordre de deux fois plus faibles que sous le pied amont d'un profil poids classique. Le remplissage et l'exploitation de la retenue ne modifient que très légèrement les contraintes normales et l'ensemble du contact béton-fondation reste quasi-uniformément comprimé. Enfin, l'inclinaison sur la verticale de la résultante générale est très modérée (14 à 22° suivant les conditions de drainage).

Ces caractéristiques permettent d'envisager un barrage poids sur des fondations rocheuses médiocres qui ne conviendraient pas à la construction d'un barrage poids traditionnel. Le barrage symétrique garde les avantages de l'ouvrage rigide vis-à-vis des fonctions hydrauliques et s'accommode d'une fondation rocheuse de caractéristiques mécaniques médiocres (ce qui, autrement dit, peut permettre une fondation sur les couches de subsurface et pas nécessairement sur le bon rocher profond).

La faible modification des contraintes lors de l'exploitation de la retenue, associée à une construction du masque amont après la construction du massif poids, permet de s'accommoder d'une telle fondation : en effet, du fait des effets thermiques et des tassements de la fondation, le risque de fissuration est maximal en fin de construction, c'est-à-dire avant la pose de l'étanchéité.

Ajoutons que le barrage symétrique en remblai dur a un bon comportement en cas de séisme, et peut sans dommages majeurs subir d'importantes crues de chantier.

Plusieurs ouvrages ont déjà été étudiés suivant ces principes en particulier en Grèce, en Espagne et au Maroc. Un barrage de hauteur moyenne (25 mètres) a été réalisé en Grèce.

Conclusions sur le choix du barrage en béton

En guise de conclusion, ces quelques remarques :

- la voûte en béton reste une solution intéressante sur les sites rocheux en vallée étroite, en particulier si les organes hydrauliques sont importants ;
- les barrages poids en maçonnerie, malgré leur très bonne performance, apparaissent réservés aux contextes où la main-d'œuvre est abondante ;
- le barrage poids en béton classique ne se justifie en général que pour les barrages comportant des ouvrages hydrauliques complexes, en particulier les barrages mobiles ;
- le barrage poids en BCR s'impose comme une solution économique et sûre, dès que le volume de béton dépasse 35 à 40 000 m^3.
- le barrage symétrique en remblai dur à masque est à considérer sur les sites difficiles caractérisés par une fondation rocheuse de faibles caractéristiques mécaniques, de fortes crues ou une exposition aux séismes.

Le barrage poids classique (en BCV ou BCR)

Par barrage poids classique, on entend un barrage en béton conventionnel ou en BCR, présentant un fruit amont nul ou très faible (parement amont subvertical) et un fruit aval de l'ordre de 0,8[1].

C'est le type le plus couramment répandu parmi les petits barrages en béton. L'ouvrage massif résiste à la poussée de l'eau et aux sous-pressions par son poids propre.

Comparé au barrage voûte ou à contreforts, la conception et le calcul de tels ouvrages restent simples. Leur construction ne fait pas appel à des techniques sophistiquées. Les coffrages sont réduits. A contrario, le volume de béton est plus important.

Fondation

Le barrage poids classique doit être construit sur un rocher sain, sauf cas particulier nécessitant des dispositions spécifiques *(voir Traitement de la fondation, p. 121)*.

L'exigence de qualité du rocher s'impose bien sûr de façon moins stricte que pour les grands barrages (les contraintes maximales sont en première approche proportionnelles à la hauteur). Toutefois, trois arguments plaident en faveur d'une fondation de bonne qualité :

- la structure rigide de l'ouvrage ne peut guère s'accommoder de mouvements différentiels ;
- le diagramme des contraintes transmises à la fondation est radicalement différent entre la situation où le barrage est plein et celle où il est vide, ce qui peut induire des phénomènes de fatigue d'un rocher médiocre au fil des vidanges et remplissages ;
- les gradients hydrauliques en fondation sont élevés et pourraient conduire à des phénomènes d'érosion interne en cas de rocher de qualité médiocre.

Lorsque la fondation est, sur plusieurs mètres d'épaisseur, constituée de terrains meubles ou de rocher décomposé, la solution d'un ouvrage en remblai s'imposera assez naturellement pour les barrages de faible et moyenne hauteur. En effet, sauf cas particulier, la disponibilité sur place de matériaux de remblai conduit à adopter cette dernière solution dans les conditions économiques actuelles compte tenu des performances des engins modernes de terrassement. Il est vrai cependant, que dans certains pays, les petits barrages en terre sont couramment équipés d'un déversoir massif en béton, assimilable à un barrage poids, reposant le plus souvent sur une fondation meuble. Cette solution, très peu pratiquée en France, est limitée à des ouvrages de quelques mètres de hauteur et nécessite des précautions particulières pour la maîtrise des gradients hydrauliques en fondation.

1. Le fruit aval est ici défini sur la ligne joignant le pied aval du barrage au point du parement amont situé à la cote du niveau normal de la retenue.

Traitement de la fondation

Pour les petits barrages poids, les gradients hydrauliques en fondation (et dans le corps de l'ouvrage) sont aussi élevés que pour les grands barrages. L'étanchéité des fondations doit donc, contrairement à une idée trop répandue, faire l'objet d'une vigilance aussi importante.

Le niveau d'assise du barrage est le rocher sain qui est le plus souvent fracturé. Un traitement de la fondation par injections s'impose donc dans la plupart des cas, y compris pour les petits barrages. Cependant, par souci d'économie, on cherche à réaliser les injections en une seule intervention.

Si le barrage est équipé d'une galerie, les injections sont faites en forages depuis cette galerie *(voir figure 1-a)*. Les dimensions de la galerie et de ses accès doivent donc permettre le passage des machines de forages (qui, il est vrai, sont maintenant peu encombrantes). À titre indicatif, on peut retenir une dimension minimale de 2,0 mètres de largeur et 2,5 mètres de hauteur. Lorsque le barrage n'est pas équipé de galerie - ce qui est le plus souvent le cas pour les petits barrages - les forages d'injection sont réalisés depuis le pied amont *(voir figure 1-b)*. Le cas échéant, pour les barrages d'une certaine importance ou pour des fondations médiocres, le voile d'injections est encagé entre deux lignes d'injections peu profondes réalisées à l'ouverture des fouilles, ce qui exige alors deux phases distinctes d'injection.

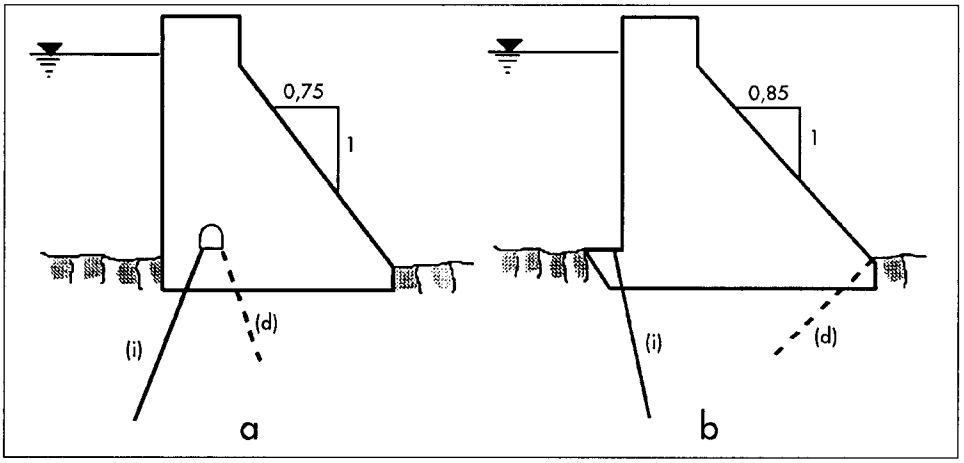


Fig. 1 - Implantation du rideau d'injection (i) et du voile de drainage (d) : a - avec galerie ; b - sans galerie

Il convient de s'assurer que la zone du voile d'injection reste toujours comprimée pour toutes les combinaisons de charge.

Dans les premiers mètres de profondeur, la pression d'injection doit être limitée (ne pas dépasser 0,5 MPa) afin d'éviter de claquer le rocher et de soulever le barrage.

L'adoption de coulis plus pénétrants permet d'obtenir un traitement aussi efficace tout en limitant la pression d'injection.

Drainage

La stabilité des barrages poids classiques est fortement liée aux sous-pressions régnant sous l'ouvrage. Un drainage de la fondation est donc à recommander. Cependant, pour être réellement efficace, le drainage doit être fait relativement en amont, c'est-à-dire depuis une galerie *(voir figure 1-a, p. 121)*. Or, le coût de réalisation d'une galerie périmétrale et de ses branches d'accès et les contraintes de chantier qui en découlent conduisent souvent, pour les petits barrages, à préférer l'augmentation du fruit global du barrage. De plus, en vallée étroite, l'accès à la galerie est parfois délicat à partir du pied aval et il convient également de vérifier que la galerie n'est pas noyée en cas de crue.

On peut considérer, à titre indicatif, que les barrages en BCV de moins de 15 mètres de hauteur ne seront pas équipés de galerie et, qu'a contrario, les barrages de plus de 15 mètres de hauteur sur fondation en seront généralement dotés ; cette limite passe à 20 - 25 mètres pour les barrages en BCR, la galerie représentant une importante contrainte de chantier pour la technique du BCR, contrainte dont on cherche si possible à s'affranchir.

Pour les barrages non équipés de galerie, le drainage peut être constitué d'une ligne de forages implantés près du pied aval et inclinés vers l'amont *(voir figure 1-b, p. 121)*. Cette solution permet d'améliorer la situation des sous-pressions sous le coin aval du barrage. Elle n'a donc un intérêt significatif que lorsque la largeur de la base est inférieure à environ 10-12 mètres, c'est-à-dire lorsque la hauteur est inférieure à 12-15 mètres. Dans tous les cas, les forages de drainage doivent rester accessibles pour leur nettoyage, voire leur réalésage.

Le risque de colmatage des drains de fondation est systématiquement à prendre en compte, ainsi que le risque d'obstruction par le gel de leur sortie.

Enfin le drainage interne[1] du corps de l'ouvrage, qui est quasi systématique sur les grands barrages poids de conception moderne, n'est généralement pas pratiqué sur les petits barrages. En effet on peut admettre que, dans sa masse, le béton dispose d'une résistance significative à la traction, ce qui permet pour les petits ouvrages de satisfaire les conditions de stabilité interne sans l'appoint du drainage interne.

Analyse de stabilité

Dans l'analyse de la stabilité d'un barrage poids, il convient de garder présent à l'esprit que la grande majorité des ruptures de barrages-poids recensées dans le monde s'est produite lors des crues. Ceci est facilement compréhensible car la poussée de l'eau variant comme le carré de la hauteur d'eau, tout dépassement du niveau de la crue de projet entraîne une diminution de la stabilité de l'ouvrage, diminution qui est proportionnellement d'autant plus forte que le barrage est de faible hauteur. Ainsi, à titre d'exemple une surhauteur d'eau de 1 mètre entraîne, pour un barrage de 10 mètres de hauteur, une poussée

1. Sur les grands barrages, le drainage interne consiste en une ligne de forages subverticaux réalisés depuis le couronnement et débouchant dans la galerie de drainage implantée à quelques mètres du pied amont.

accrue de 21 % et un moment de renversement accru de 33 %. L'évaluation de la crue de projet et du niveau atteint par l'eau devra être faite avec une grande rigueur et on tiendra compte de l'imprécision ou des incertitudes sur l'hydrologie en examinant les conséquences d'un dépassement significatif de la crue de projet qui aura été retenue *(voir Crue de projet et crue de sureté, chap. II, p. 24)*.

Les actions

Nous proposons de classer les actions à prendre en compte dans les calculs en :
- actions permanentes ;
- actions variables ;
- actions accidentelles.

Action permanente

Le poids propre

La densité d'un béton conventionnel vibré de barrage poids est le plus souvent de l'ordre de 2,4. Des valeurs plus fortes ou plus faibles sont à prendre en compte lorsque la densité des agrégats diffère significativement de 2,7. De l'ordre de 2,4, la densité d'un BCR est variable selon la granulométrie des agrégats et le dosage en liant. La densité d'un BCR pauvre en fines peut descendre à 2,3. Pour les petits barrages il convient de tenir compte de la présence éventuelle d'une galerie dans le calcul du poids propre.

Poussée des sédiments déposés en pied amont

Les sédiments en cours de consolidation exercent une poussée qui est a priori légèrement inclinée sur l'horizontale. Le cœfficient de poussée peut être pris égal à :

$K_o = 1 - \sin \varphi$ (formule de Jacky)
φ : angle de frottement interne des sédiments

Il convient de faire le calcul en contraintes effectives, c'est-à-dire avec la densité déjaugée pour les sédiments, car la poussée de l'eau est par ailleurs considérée sur toute la hauteur du barrage.

Action variable

Poussée de l'eau et des matières en suspension

Cette poussée s'exerce perpendiculairement à la surface du parement amont. La densité d'une eau chargée de sédiments peut atteindre couramment 1,05 à 1,10.

Le niveau d'eau à prendre en compte est celui des plus hautes eaux lors de la crue de projet. Ce niveau doit être évalué avec précision car, pour les petits barrages, la stabilité est, comme il a été indiqué plus haut, très sensible à toute surélévation du plan d'eau au-delà de sa cote normale.

On peut tenir compte le cas échéant de l'effet bénéfique de la poussée due au plan d'eau aval. Il est à noter que les conditions d'écoulement hydraulique en aval du barrage font que cette poussée croît souvent plus vite que la poussée amont. Donc, le cas le plus défavorable n'est pas toujours celui de la crue de projet. Il faut envisager aussi des niveaux intermédiaires.

Enfin, lors d'une crue sur un plot déversant en forme de saut de ski, l'eau exerce dans le creux du saut de ski une force centrifuge dont l'action favorable peut être prise en compte.

Sous-pressions sous la fondation

Le calcul est en général à faire pour la crue de projet. En l'absence de drainage, on considère habituellement un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression (u_m) du plan d'eau en pied amont et une sous-pression (u_v)égale au niveau d'eau en pied aval *(figure 2-a)*.

En l'absence de drainage, le diagramme des sous-pressions peut être plus défavorable que le diagramme trapézoïdal (a) de la figure 2 si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au pied aval. Lorsque l'étude géologique conduit à redouter cette hypothèse, des drains doivent impérativement être forés au pied aval.

En cas de drainage et dans l'hypothèse d'un entretien régulier des drains, il est recommandé de considérer que le drainage est efficace à 50 %, ce qui revient à dire que les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit du voile de drainage :

$u_A - u_B = (u_A - u_C)/2$ *(figure 2-b)*.

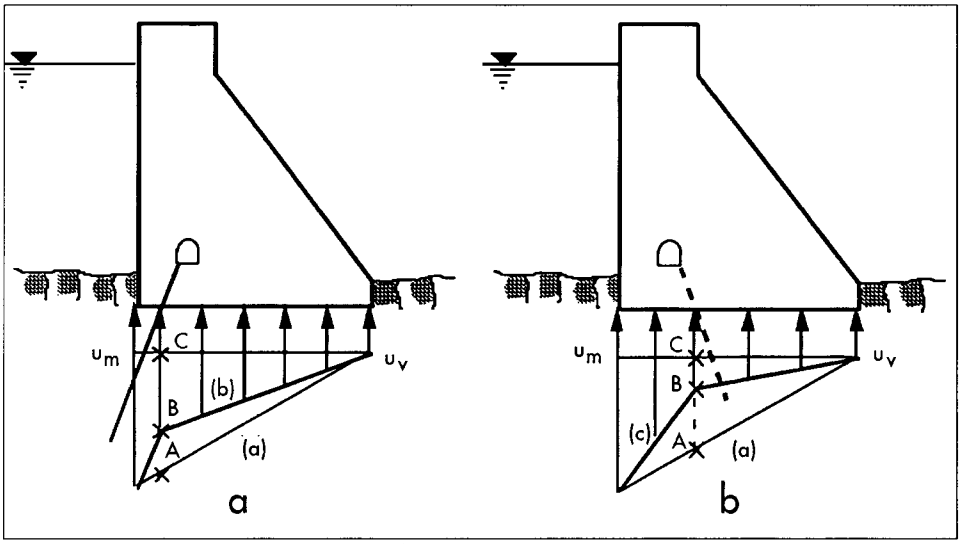


Fig. 2 - Diagramme indicatif des sous-pressions : (a) - sans injection ni drainage
(b) - avec voile d'injection
(c) - avec drainage

De même, si un voile d'injection a été réalisé en fondation près du pied amont, et pour autant que le pied amont ne soit pas soumis à des tractions, on considère que le voile a pour effet de diminuer d'un tiers la sous-pression juste à son aval (par rapport à un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression côté amont) :

$u_A - u_B = (u_A - u_C)/3$ *(figure 2-a)*

Poussée des glaces

Cette action n'est à considérer que si l'environnement climatique du barrage le justifie. Elle n'est en général pas déterminante pour la stabilité, car elle n'est pas concomitante avec la crue de projet. Pour évaluer le cas échéant cette action, on se reportera à *Technique des Barrages en Aménagement Rural*[1].

Action accidentelle : les séismes[2]

Pour les petits barrages poids, la dimension de l'ouvrage ne justifie en général pas un calcul en dynamique et l'action d'un séisme est prise en compte classiquement par la méthode dite « pseudo-statique », qui revient à modifier le vecteur des forces de pesanteur pour le calcul du poids propre de l'ouvrage :

- le vecteur g a une composante horizontale d'intensité αg ;
- simultanément, la contrainte de poussée de l'eau à la profondeur z est augmentée d'une valeur ΔP dont WESTERGARD propose l'expression suivante :

$$\Delta P = 0{,}875\ \alpha \sqrt{Hz}$$

H étant la hauteur du barrage.

Dans le cas d'un barrage déversant, la poussée totale de l'eau est donc augmentée d'une valeur :

$$\Delta P = 0{,}58\ \alpha\ H^2$$

Comme pour les barrages en remblai *(voir Méthode pseudo-statique, chap. IV, p. 88)*, on pourra obtenir les valeurs de α selon les régions françaises, en se reportant aux recommandations de l'AFPS[3].

Contrairement aux barrages en remblai, la composante horizontale due au séisme n'est pas affectée d'un cœfficient de réduction b. En effet, la vérification de la stabilité d'un barrage poids réside surtout dans la vérification de l'absence d'efforts de traction, ceux-ci pouvant se produire à l'instant précis de la secousse la plus sévère.

Combinaisons d'actions

Les sollicitations de calcul résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé. On peut ainsi distinguer trois types de combinaisons d'actions :

- *combinaison fréquente ou quasi-permanente* : c'est l'état de sollicitation correspondant au niveau de service courant de l'ouvrage. En général, c'est la combinaison du poids propre, de la poussée des sédiments déposés, de la poussée de l'eau à la retenue normale (R.N.) et de la sous-pression correspondante sous la fondation ;
- *combinaison rare* : il s'agit de la combinaison d'actions lors de la crue de projet (niveau des plus hautes eaux - PHE). On prend en compte le poids propre, la poussée des sédiments déposés, la poussée d'une eau éventuellement chargée et la sous-pression correspondante sous la fondation ;

1. Voir *Bibliographie*, p. 139, note 1.
2. Voir *Bibliographie*, p. 139, notes 3 et 4.
3. Voir *Bibliographie*, p. 139, note 3.

- *combinaison accidentelle* : en général, elle résulte du séisme survenant lorsque la retenue est à son niveau normal (R.N.).

Il convient dans tous les cas de faire différentes hypothèses sur le diagramme des sous-pressions (qui est l'inconnue majeure) et de tester ainsi la sensibilité des résultats.

Calcul de stabilité

Le calcul des barrages poids (y compris les plus grands) est fait le plus souvent en deux dimensions. Un calcul tridimensionnel se justifie pour un barrage implanté dans une vallée relativement étroite et/ou pour un ouvrage courbe en plan. La contribution à la stabilité peut être dans certains cas significative même si la difficulté reste grande pour l'évaluer avec précision.

Pour les petits barrages poids, on se limitera au calcul bidimensionnel. En effet, en cas de vallée étroite, la solution adoptée serait probablement un barrage voûte. Par contre, il convient de ne pas se limiter à l'étude de stabilité du plot de plus grande hauteur et d'étudier également la stabilité des plots présentant des conditions différentes. Ceci est particulièrement vrai lorsque certains plots du barrage sont déversants ou contiennent une galerie. La stabilité des deux types de plots doit alors être vérifiée.

Les méthodes utilisées pour les petits barrages consistent à considérer un plot de barrage comme un bloc indéformable soumis à des combinaisons des actions décrites ci-dessus. On analyse successivement la stabilité au glissement, la stabilité au renversement et la stabilité interne.

Stabilité au glissement

Si N et T sont les composantes normale et tangentielle de la résultante des actions sur la fondation, le critère couramment retenu est :

$$\frac{N.\mathrm{tg}\,\varphi}{T} \geqslant F$$

Ceci revient à négliger la cohésion des fondations. L'angle de frottement φ entre le barrage et sa fondation est en général pris égal à 45° pour un rocher sain, mais peut prendre des valeurs beaucoup plus faibles dans certains cas (par exemple φ = 25° pour des fondations marneuses). Le cœfficient de sécurité F doit être supérieur ou égal à 1,5 pour les combinaisons fréquentes ou rares et à 1,3 pour les combinaisons accidentelles (séisme).

Contraintes normales

Plutôt qu'une stabilité au renversement (qui serait précédée par une rupture locale par compression du pied aval de l'ouvrage), il s'agit de vérifier que le diagramme de contraintes à la base de la fondation reste dans le domaine admissible tant en traction en pied amont qu'en compression en pied aval.

On admet l'hypothèse de NAVIER d'une répartition trapézoïdale des contraintes à la base du barrage, hypothèse liée au comportement élastique du béton et des fondations, qui est valide pour les barrages de petite ou moyenne dimension.

Le critère couramment adopté de non traction en pied amont du barrage équivaut à la « règle du tiers-central », c'est-à-dire que l'excentricité e du point d'application de la résultante des actions doit être inférieure à B/6, B étant la largeur de la base du barrage. Ce critère doit être strictement vérifié pour les combinaisons d'actions fréquentes ou quasipermanentes (retenue normale). On peut, par contre, admettre des tractions modérées en pied amont par les combinaisons d'actions rares ou accidentelles ($\sigma_t < 0{,}2$ MPa pour un BCV et $\sigma_t < 0{,}05$ MPa pour un BCR).

Stabilité interne

On étudie la stabilité de la partie supérieure du barrage, le long d'un plan horizontal situé à une profondeur z sous le niveau de la retenue. Maurice LÉVY a proposé un critère pour lequel la contrainte verticale σ_v à l'amont reste toujours supérieure à la pression de l'eau au même niveau :

$$\sigma_v > \gamma_w z$$

En fait, ce critère paraît très sévère et la qualité des bétons actuels permet de réduire cette exigence. Le critère habituellement retenu est donc :

$$\sigma_v > 0{,}75\ \gamma_w z$$

(critère de Maurice LÉVY satisfait à 75 %).

Ce critère est à vérifier pour les combinaisons d'actions rares (crue de projet).

On doit aussi vérifier la stabilité interne au glissement, notamment lorsqu'un problème se pose pour la résistance entre couches (cas du BCR).

Prédimensionnement d'un petit barrage poids

Les critères de stabilité décrits ci-dessus sont habituellement satisfaits dans les cas suivants :

- barrage poids sans galerie et avec un fruit global (amont + aval) de l'ordre de 0,85, sous réserve de pouvoir considérer que le diagramme de sous-pressions ne s'éloigne pas trop du trapèze *(voir Les actions, p. 123)* ;
- barrage poids avec galerie et drainage de fondation, avec un fruit global (amont + aval) de l'ordre de 0,75.

Ces valeurs sont à augmenter dans deux cas :

- barrage déversant avec une forte lame d'eau pour la crue du projet ;
- barrage construit dans une zone à sismicité moyenne à forte.

Dispositions constructives des barrages en béton conventionnel

Les joints

Un barrage poids en béton conventionnel doit être équipé de joints subdivisant l'ouvrage en plots et permettant d'absorber les effets dus au retrait hydraulique du béton et aux variations thermiques annuelles. De ce point de vue, il n'y a pas de spécificité pour les petits barrages. Les joints sont en général espacés de 15 à 20 mètres pour les barrages en BCV et de 20 à 50 mètres pour les barrages en BCR.

Il est important (et encore plus pour les petits barrages) de positionner un joint à chaque discontinuité dans le profil rive à rive de la fondation, ce qui peut amener à rapprocher localement les joints par rapport aux recommandations ci-dessus. Chaque plot doit être le plus homogène possible quant à son niveau de fondation et à son profil.

Les bétons

Classiquement, les barrages poids en béton conventionnel sont réalisés avec un béton non armé dosé à environ 250 kg de liant. Pour les petits barrages, par souci de simplification, on retiendra une formulation unique de béton. En cas d'eaux agressives, on recommande le recours à des ciments riches en laitier.

Il convient systématiquement de vérifier le caractère non réactif des agrégats vis-à-vis des phénomènes d'alcali-réaction, ainsi que leur tenue au gel.

Pour les petits barrages, les quantités de béton à mettre en œuvre ne justifient parfois pas l'installation d'une unité de production sur chantier. On a alors recours à des bétons prêts à l'emploi en provenance des centrales situées dans les environs. Il convient d'être prudent vis-à-vis de l'emploi de ces bétons qui comportent de nombreux adjuvants dont certains peuvent ne pas être souhaitables pour la construction d'un barrage. Il faut dans ce cas imposer un cahier des charges strict aux fournisseurs sur la composition du béton, sur les délais de transport et de mise en œuvre et sur les adjuvants autorisés ou prohibés.

Enfin, comme pour les grands barrages, le bétonnage par temps froid ($\theta < 0°C$) sera interdit et des précautions spéciales sont à prendre entre 0 et 5°C. En cas de bétonnage par temps sec et chaud, on portera une attention toute particulière à la cure du béton (effectuée plutôt à l'eau qu'avec des adjuvants).

La galerie amont-aval

Pour les barrages en BCR, la réalisation d'une galerie représente toujours une contrainte importante de chantier. Dans les cas où l'on ne peut éviter la galerie, le projet du barrage devra s'attacher à regrouper l'ensemble des ouvrages en béton conventionnel (vidange, prise d'eau, galerie) à la base d'un même plot, voire dans un des appuis, afin de permettre un phasage de chantier le moins pénalisant possible pour l'efficacité de la mise en œuvre du BCR.

Évacuateur de crue

La solution la plus répandue pour les barrages poids en BCV ou en BCR consiste à réaliser un évacuateur de surface (vanné ou non), implanté en partie centrale du barrage. Afin de dissiper une part importante de l'énergie, on construit sur le parement aval un coursier en marches d'escalier, en béton conventionnel[1]. Le seuil a un profil type CREAGER. Les marches d'escalier démarrent le plus haut possible sur le coursier et sont de hauteur croissante jusqu'à une hauteur de 0,60 à 0,90 mètre en partie courante du coursier.

---

1. Voir *Bibliographie*, p. 139, note 5.

Les marches peuvent être réalisées *in situ* (y compris avec la technique du béton extrudé (barrage du Riou) ou mises en œuvre à partir d'éléments préfabriqués dans le cas du BCR. En cas de forts débits spécifiques sur le coursier, il est nécessaire d'ancrer les marches dans le corps du barrage.

Dispositif d'auscultation

Les principes généraux de la surveillance sont exposés au chapitre VII *(voir Principes généraux de surveillance, p. 162)*. Nous n'abordons ici que les spécificités concernant les barrages en béton.

Le dispositif d'auscultation d'un barrage doit être conçu pour contrôler les paramètres déterminants pour la sécurité (ou stabilité) de l'ouvrage ainsi que pour en suivre le vieillissement. Il convient en particulier de s'assurer que les hypothèses prises en compte dans le projet de l'ouvrage restent bien vérifiées. De ce point de vue, l'auscultation des barrages poids est orientée dans les directions suivantes :

- *suivi de la piézométrie* au contact béton-rocher sous un barrage drainé au moyen de cellules de pression interstitielle ou de piézomètres à tube ouvert ;
- *suivi de l'efficacité du traitement d'injection* de la fondation par mesure des débits des drains et des fuites en fondation ;
- *suivi éventuel des mouvements des plots* par des mesures topographiques d'alignement et d'altimétrie de repères scellés sur le couronnement et par des mesures de déplacements différentiels entre plots grâce à des vinchons.

Par ailleurs, les fuites au niveau de joints, verticaux (entre plots) ou horizontaux (reprises de bétonnage), seront mesurées pour en surveiller l'évolution et programmer le cas échéant les travaux de réparation nécessaires (bien sûr, ne jamais boucher des fuites par l'aval !).

Sur les barrages dont la hauteur dépasse 15 mètres, on peut également avoir recours à des mesures de déplacement par pendules directs si le barrage est équipé d'une galerie ou par pendules inversés dans le cas contraire. Des mesures de déplacement sur un axe quelconque (horizontal, vertical, incliné) sont aussi envisageables grâce à des élongamètres débouchant en galerie ou en pied aval. Enfin, dans tous les cas, la mesure de la cote du plan d'eau s'impose, car elle est à la base de la gestion et du suivi de l'ouvrage. Cette mesure se fait au moyen d'un limnimètre (ou d'un limnigraphe si l'on souhaite par ailleurs suivre finement la gestion de la retenue ou analyser les crues).

Quelques exemples de barrages récents en BCR

Il n'existe pas en France de barrage en BCR ou en remblai dur de hauteur inférieure à 15 mètres. La raison essentielle en tient certainement à l'importance du poste fixe d'installation d'une unité de production de béton qui n'est rentabilisée que lorsque le volume de matériau est important. Néanmoins, nous recommandons de toujours envisa-

ger la variante BCR ou remblai dur pour les plus petits barrages dès que les deux circonstances suivantes se produisent :

- fondation rocheuse peu profonde ;
- présence de centrale de béton prêt à l'emploi à proximité du site.

Les deux circonstances suivantes renforcent encore l'intérêt d'envisager cette variante :

- fort débit de crue à évacuer ;
- grande longueur du corps de barrage.

Nous présentons quatre exemples de barrages de hauteur moyenne (21 à 25 mètres) et un petit barrage (16 mètres) illustrant différents partis possibles. La conception des barrages en BCR de petite ou moyenne hauteur n'étant pas fondamentalement différente, ces exemples pourraient illustrer sans grand changement des ouvrages de hauteur plus modérée.

Le barrage du Riou (voir photo 23 p. viii)

Le barrage du Riou *(figure 3)* est un ouvrage constuit par EDF, de 21 mètres de hauteur et 42 000 m³ de BCR. Cet ouvage a été largement utilisé par le projet national BaCaRa pour ses études. Le profil retenu est trapézoïdal, avec un parement amont vertical, un

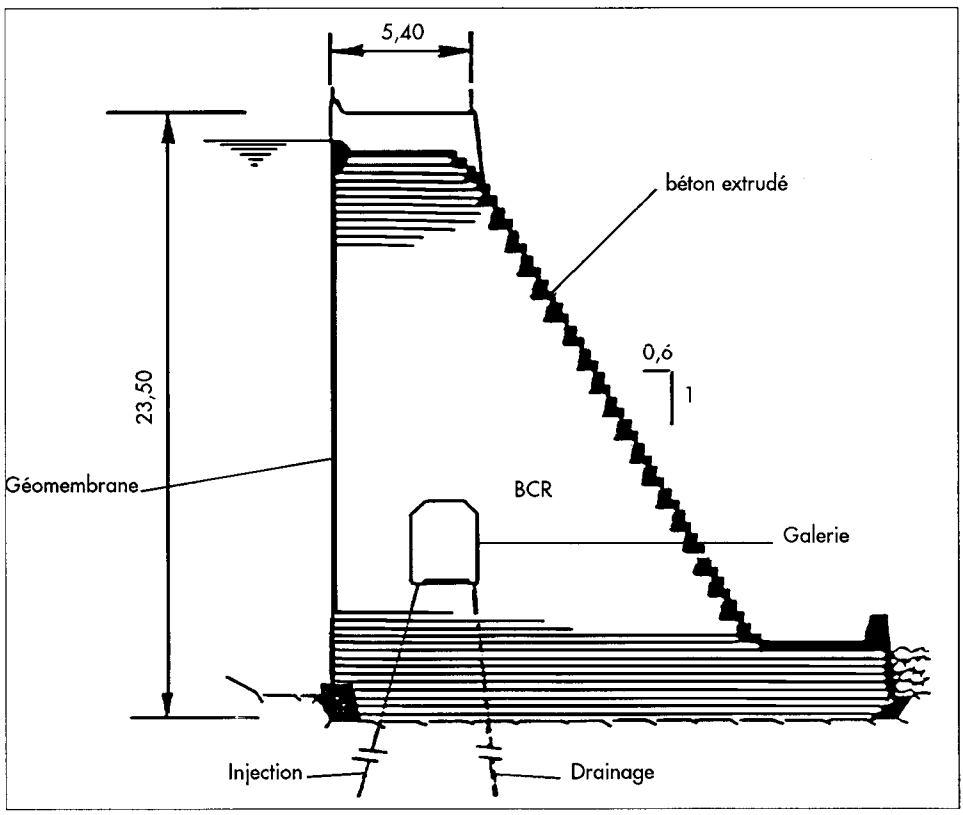


Fig. 3 - Coupe type du barrage en BCR du RIOU
Étanchéité amont par géomembrane

parement aval à 0,6H/1V et une largeur en crête de 5,40 mètres. L'étanchéité du barrage est assurée par une géomembrane PVC fixée au parement par des profilés en acier, celle de la fondation par un rideau d'injection. Le corps du barrage et la fondation sont drainés à partir d'une galerie située en partie inférieure du profil. Le parement aval, déversant sur une largeur de 65 mètres, est formé par des marches en béton extrudé.

La coupe-type de cet ouvrage se distingue des réalisations d'ouvrages plus importants par l'utilisation d'une géomembrane d'étanchéité et par l'absence de joints de contraction verticaux.

Le barrage de Villaumur

Le barrage de Villaumur *(figure 4)* est le plus petit des barrages français en BCR avec une hauteur de 16 mètres et un volume de 10 000 m³. Le profil trapézoïdal est classique. L'étanchéité est ici réalisée par un masque en béton armé construit en avance sur la montée du BCR. Il n'y a pas de galerie. Un géotextile relié à une série d'exutoires en PVC draine le masque. L'interface barrage-fondation est drainée par une couche de BCR poreux qui débouche un peu sous le terrain naturel dans un coin d'enrochements.

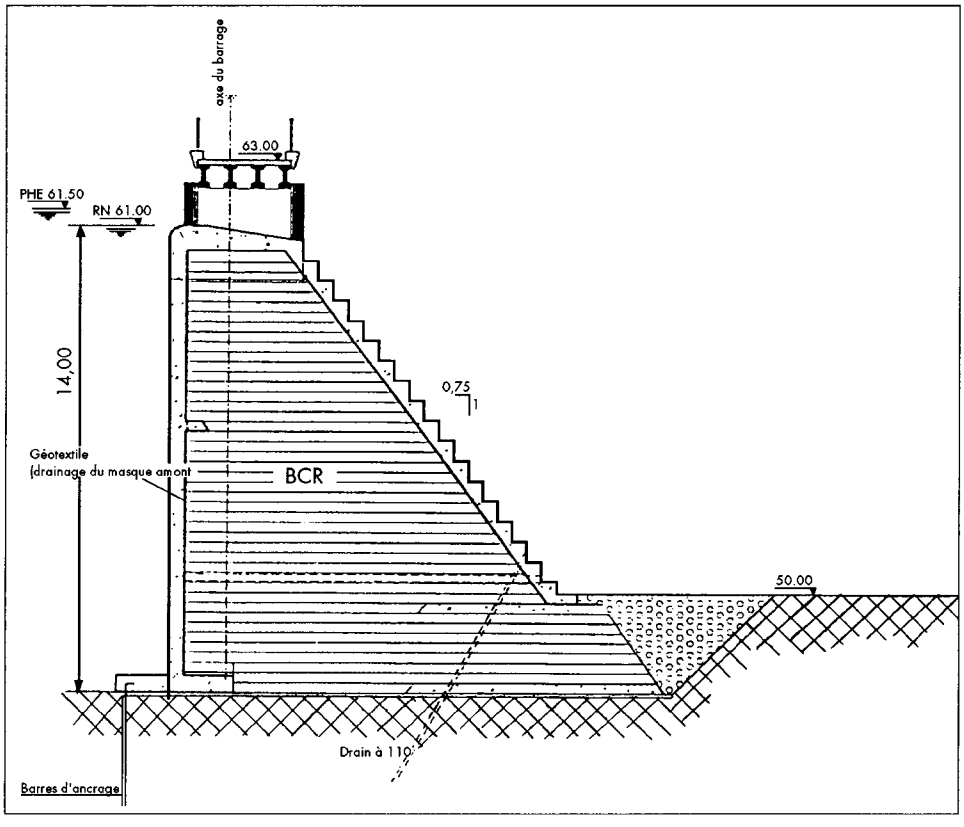


Fig. 4 - Coupe type du barrage de VILLAUMUR

Le barrage d'EL Koreima

Le barrage d'El Koreima *(figure 5)*, de 26 mètres de hauteur pour un volume de BCR de 25 000 m³ a été construit au Maroc près de Rabat en 1989. Il est particulièrement instructif, car ce projet a été délibérément abordé dans une optique de petit barrage. Il a en effet été conçu et réalisé par la Promotion Nationale (administration en régie avec les moyens de l'armée) dans le cadre d'un programme de petits barrages. Il a été construit avec des moyens réduits en matériel et beaucoup de main-d'œuvre, suivant une approche dérivée de la technique traditionnelle des barrages en maçonnerie.

On remarque que le profil est à double pente (fruit amont 0,2H/1V, fruit aval 0,75H/1V pour la partie non déversante et 0,6H/1V pour la partie déversante), le fruit amont étant destiné à faciliter le coffrage du parement. L'étanchéité est réalisée par un masque amont en béton armé, prolongé en fondation par une tranchée parafouille.

Le drainage du barrage et de la fondation est réalisé par des drains verticaux et horizontaux débouchant au pied aval. Il a été fait l'économie de la galerie de drainage.

La comparaison économique avec les petits barrages en maçonnerie, effectuée par l'Administration de l'Hydraulique, met en évidence un net avantage pour le BCR (environ 40 % d'économie).

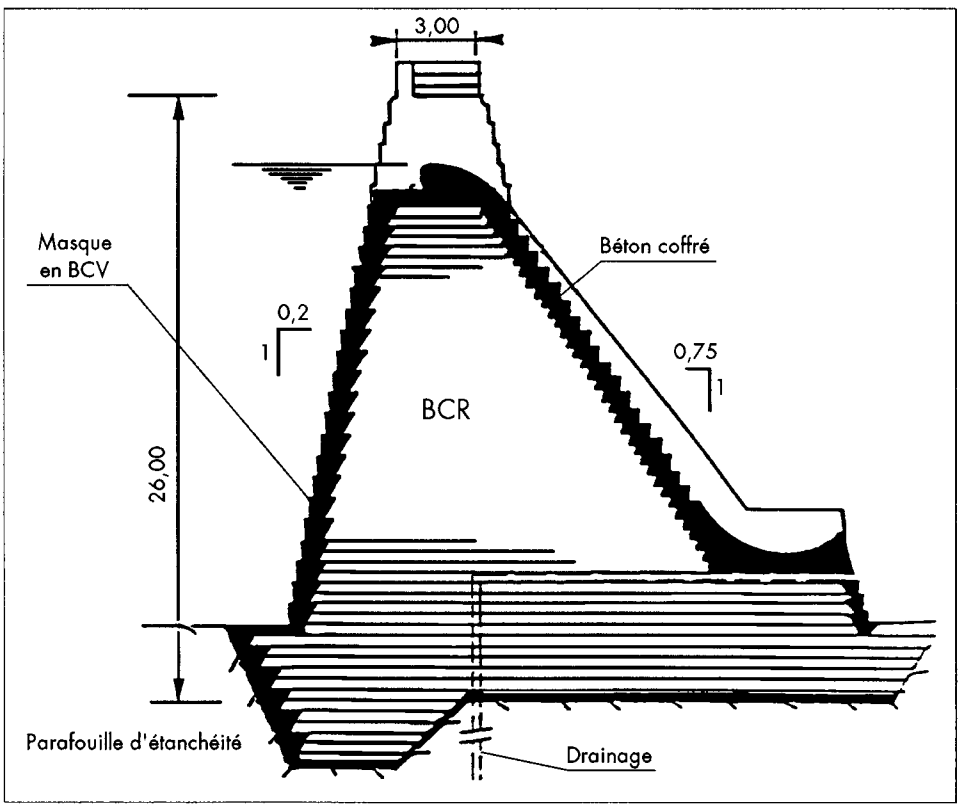


Fig. 5 - Coupe type du barrage d'EL KOREIMA

Le barrage de Louberria

Le barrage de Louberria *(figure 6)* (H = 25 mètres, volume de BCR = 48 000 m³) est un barrage écrêteur de crues, sans retenue permanente, en projet sur la Nivelle dans le département des Pyrénées-Atlantiques.

Le profil adopté est trapézoïdal (largeur en crête 5 mètres, parement amont à 0,15H/1V et parement aval déversant à 0,6 H/1V). Ce barrage ne nécessitant pas une étanchéité importante, une simple zone de BCR enrichie assure un contraste de perméabilité avec le corps de l'ouvrage. Il n'est prévu aucun traitement d'étanchéité de la fondation. Le profil n'est pas drainé.

Cette conception tire parti du fonctionnement du barrage en simple écrêteur de crues, pour simplifier le profil type de l'ouvrage et optimiser son coût.

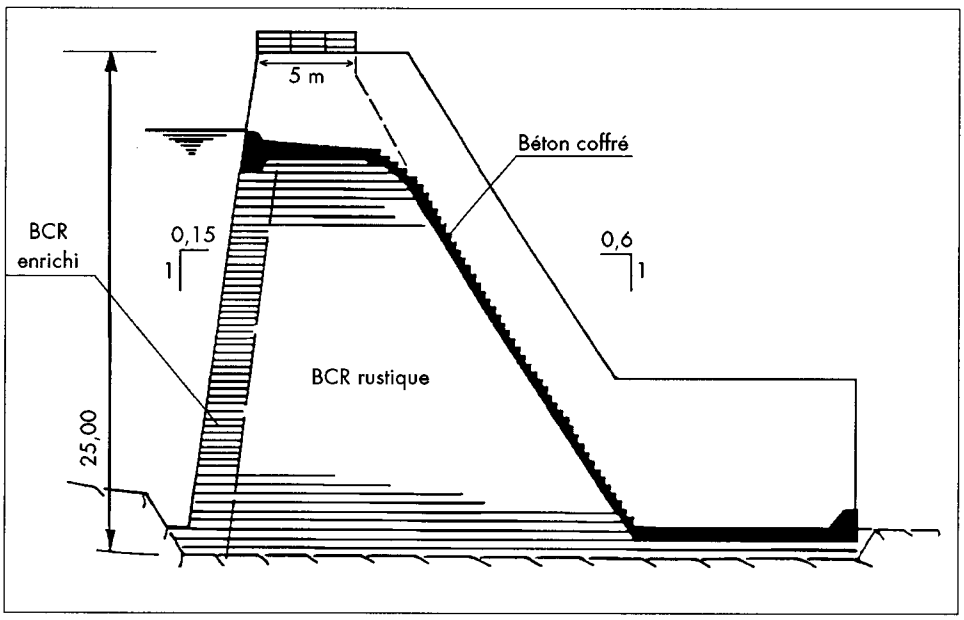


Fig. 6 - Barrage de LOUBERIA

Le barrage de Mykonos I

Le barrage de Mykonos I *(voir figure 7, p. 134)*, de 25 mètres de hauteur, situé en Grèce, mérite une mention particulière car il s'agit d'un barrage symétrique à masque en remblai dur, plutôt qu'un barrage en BCR à proprement parler. L'originalité de cette conception réside dans l'association d'une géométrie symétrique (ici parements à 0,5H/1V) et un matériau, le remblai dur, qui est un BCR très rustique[1]. L'étanchéité est réalisée par un

1. Voir *Bibliographie*, p. 139, note 2.

masque en béton armé, prolongé par un écran d'injection en fondation. Le contact masque-rocher est assuré par une galerie périmétrale de contrôle. Pour un barrage de plus petite taille, il aurait été tout à fait possible de faire l'économie de cette galerie, éventuellement en adoucissant les fruits.

Le profil symétrique est bien adapté aux sites sur fondation médiocre car les sollicitations sur la fondation sont largement diminuées. Il est particulièrement intéressant en zone fortement sismique car les contraintes dynamiques, et en particulier les tractions, sont environ dix fois plus faibles que dans un profil de barrage poids classique.

La recherche d'une solution économique pour la réalisation de l'étanchéité amont permet de rendre attractif ce type de conception, y compris pour les petits barrages.

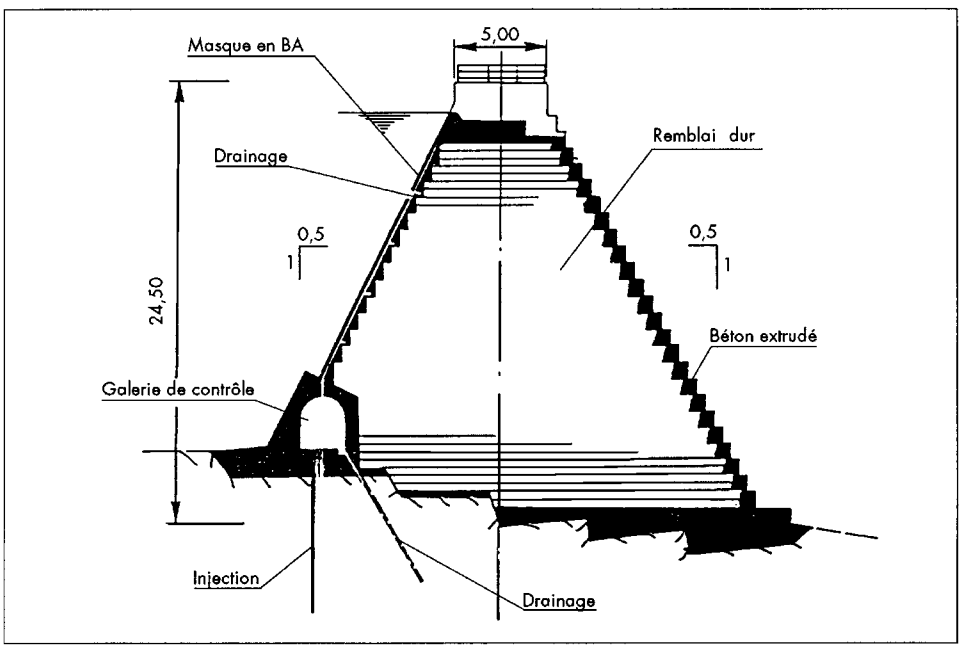


Fig. 7 - Coupe type du barrage de MYKONOS I, à profil symétrique

Les barrages mobiles

Préambule

Parmi les petits barrages, les barrages mobiles occupent une place particulière. Ils sont destinés à créer une retenue dont la capacité est en général limitée, et à assurer le contrôle des débits, en général importants, d'une rivière. Ils se justifient dans de nombreux cas : production hydroélectrique, navigation ou tout autre aménagement nécessitant la création

d'une retenue. Certains de ces barrages, bien que de hauteur limitée, assurent le transit de forts débits (dépassant largement 1 000 m^3/s), ce qui amène à les considérer alors comme des grands barrages, et à leur appliquer des règles de conceptions adaptées dont le détail dépasse le cadre du présent document.

Principes de dimensionnement

Une fois le niveau de retenue fixé et la crue de projet déterminée, il faut dimensionner la section d'écoulement nécessaire. Le niveau du radier est choisi de façon à ne pas perturber le débit solide qui est souvent important pour les rivières en question. En général, on choisira une cote voisine de celle du fond de la rivière.

Le niveau de la retenue et celui du radier étant fixés, il ne reste plus qu'à calculer la longueur de l'ouverture. Pour cela, on utilise la formule empirique de De Marchi, relative aux écoulements sur les seuils noyés et les sections rétrécies.

$Q = \varphi \, Lhv \sqrt{2g\,(H_a - H_v)}$

dans laquelle :

Q : débit en m^3/s

φ : le cœfficient de contraction (voisin de 0,9)

L : l'ouverture du barrage en mètres

h_v : la hauteur du plan d'eau au-dessus du seuil à 300 mètres en aval du barrage

H_a : la charge au-dessus du seuil à 100 mètres en amont de l'ouvrage

L'ouverture totale est répartie en un certain nombre de passes dont la largeur est fonction du type de vanne utilisé.

Dans les ouvrages modernes, on emploie essentiellement soit des clapets *(voir figure 8, p. 137)* pour des surfaces de bouchure relativement modeste (de l'ordre de 3 mètres de hauteur sur 20 mètres de largeur), soit des vannes-segments dont les bras sont articulés à l'aval *(voir figure 9, p. 137)* (bras travaillant en compression), ou à l'amont (bras travaillant en traction). Ce type de vanne permet d'obtenir des bouchures qui peuvent atteindre une quinzaine de mètres de hauteur et de 20 à 25 mètres de largeur.

Vient ensuite le dimensionnement de la structure en béton constitué des piles et de leurs semelles ainsi que du radier. Cette structure travaille comme un barrage poids. Les sollicitations sont :

- la poussée de l'eau sur les vannes transmises par les bras sur l'articulation ainsi que la poussée sur les avant-becs ;
- le poids propre de l'ouvrage ;
- les sous-pressions ;
- la réaction du sol.

À partir de ces différents efforts, on étudie la stabilité comme exposé précédemment en p. 122 *(voir Analyse de stabilité)*. Les dimensions des semelles doivent permettre de répartir les efforts de manière à ce que les contraintes soient inférieures à la capacité portante du sol.

Très souvent, ce type d'ouvrage est construit dans des vallées alluvionnaires. Il convient donc de s'assurer qu'il n'y a pas de risque de contournement et de renard. À cet effet, on est souvent conduit à réaliser un écran d'étanchéité qui peut être constitué par une paroi moulée ou des injections, ou un rideau de palplanches. Cet écran doit également empêcher le contournement latéral de l'ouvrage.

Afin de diminuer les sous-pressions, un tapis drainant mis en communication avec le niveau aval est placé sous le radier en aval de l'écran d'étanchéité.

Le dernier point sur lequel une attention particulière doit être apportée concerne les protections aval qui doivent empêcher tout risque d'érosion. En effet, compte tenu des débits en cause, l'énergie dissipée en aval peut être très importante et il faut prendre en compte les cas de manœuvres dissymétriques des vannes.

Pour les rivières ayant un débit solide important, il convient d'adopter des mesures spéciales pour éviter l'érosion des radiers et des piles. Actuellement, des revêtements d'usure à base de résines permettent d'obtenir de bons résultats pour des coûts compétitifs.

La démarche décrite ci-dessus constitue la trame de l'étude d'un projet de barrage mobile. De nombreux autres points doivent être examinés: possibilité de batardement pour l'entretien des vannes, consignes d'exploitation...

Dispositions constructives

La construction de tels ouvrages peut s'envisager de différentes façons :
- par phases successives en obturant chaque fois une partie du lit de la rivière ;
- en une seule phase à l'abri d'un batardeau, soit en réalisant une déviation provisoire de la rivière, soit en construisant l'ouvrage en dehors du lit et en « forçant » ensuite la rivière à passer à travers le barrage.

Les seuils souples

Parmi les petits barrages mobiles, on peut également citer les seuils souples gonflables qui permettent de créer de petits plans d'eau ou de surélever les déversoirs de barrages[1].

Ils sont constitués par une membrane souple (élastomère armé) fixée sur un radier en béton et gonflée soit à l'eau, soit à l'air. La hauteur de tels seuils varie en général de 1,5 à 3 mètres et ne peut guère dépasser 5 mètres. Leur longueur peut atteindre 100 mètres.

Le principe de fonctionnement d'un tel seuil gonflé à l'eau est représenté sur la figure 10 (*voir ci-contre*). L'enveloppe est reliée à un puits alimenté en eau de façon à créer une charge Q supérieure de 30 % à 50 % à la charge P correspondant au plan d'eau. Si le niveau d'eau augmente à l'amont, l'accroissement de poussée P expulse de l'eau du

1. Voir *Bibliographie*, p. 139, note 6.

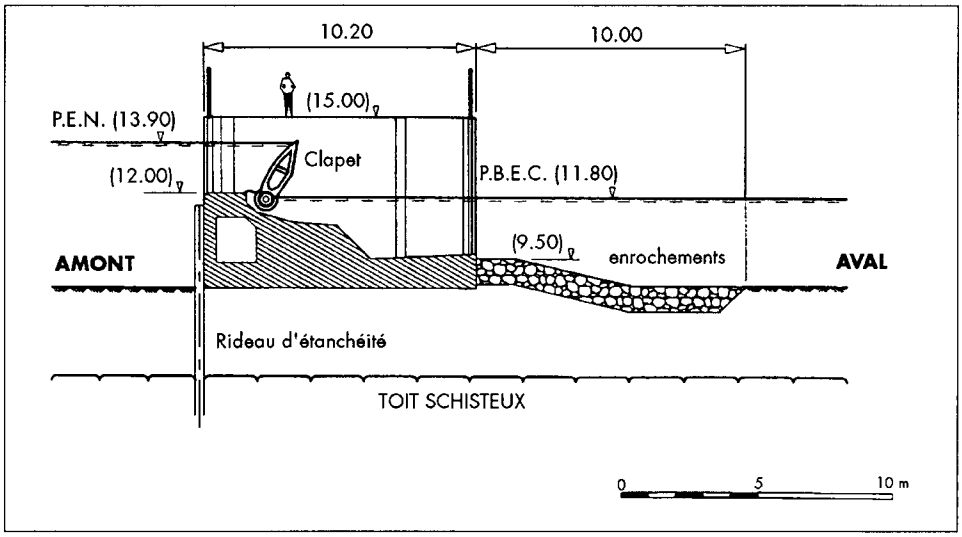


Fig. 8 - Barrage avec clapet

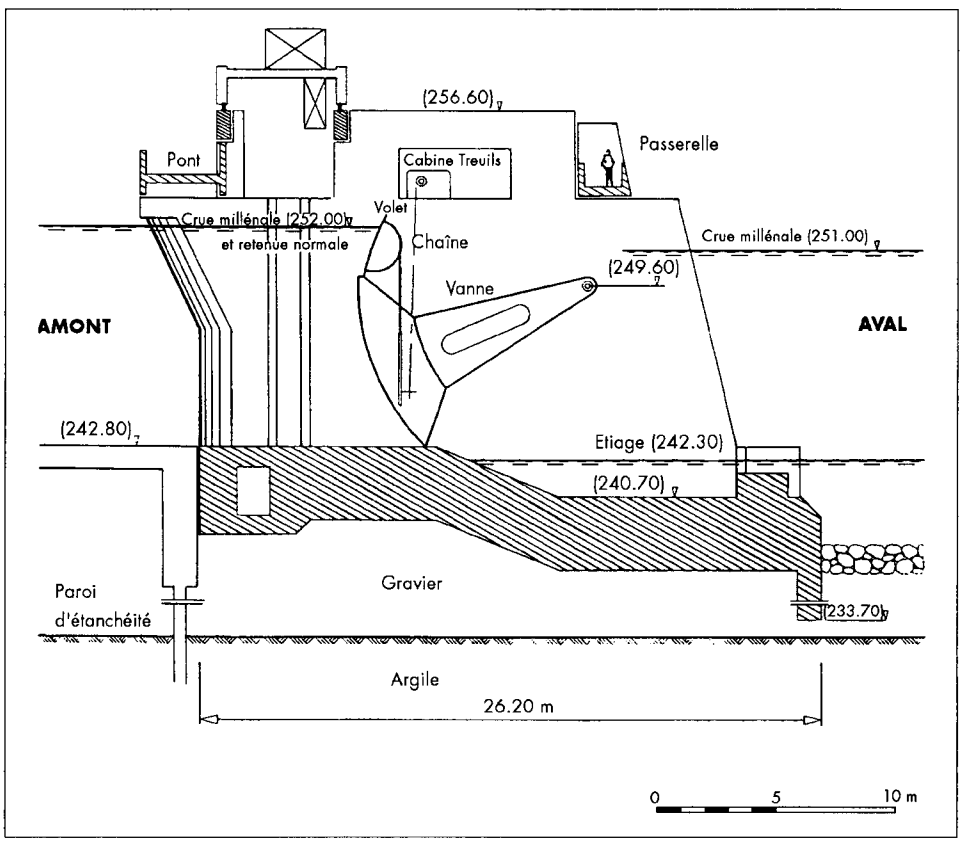


Fig. 9 - Barrage avec vanne segment

puits et la membrane s'affaisse. L'abaissement du seuil lors des crues est donc automatique. La remise à niveau nécessite une pompe qui peut être déclenchée soit manuellement, soit de façon automatique par un capteur de niveau. Pour un seuil gonflé à l'air (plus sensible aux oscillations), un compresseur est nécessaire.

Ces ouvrages résistent bien aux chocs dus aux corps flottants ou au transport solide. Ils peuvent être sujets au vandalisme, sans que cela ne compromette la sécurité vis-à-vis des crues.

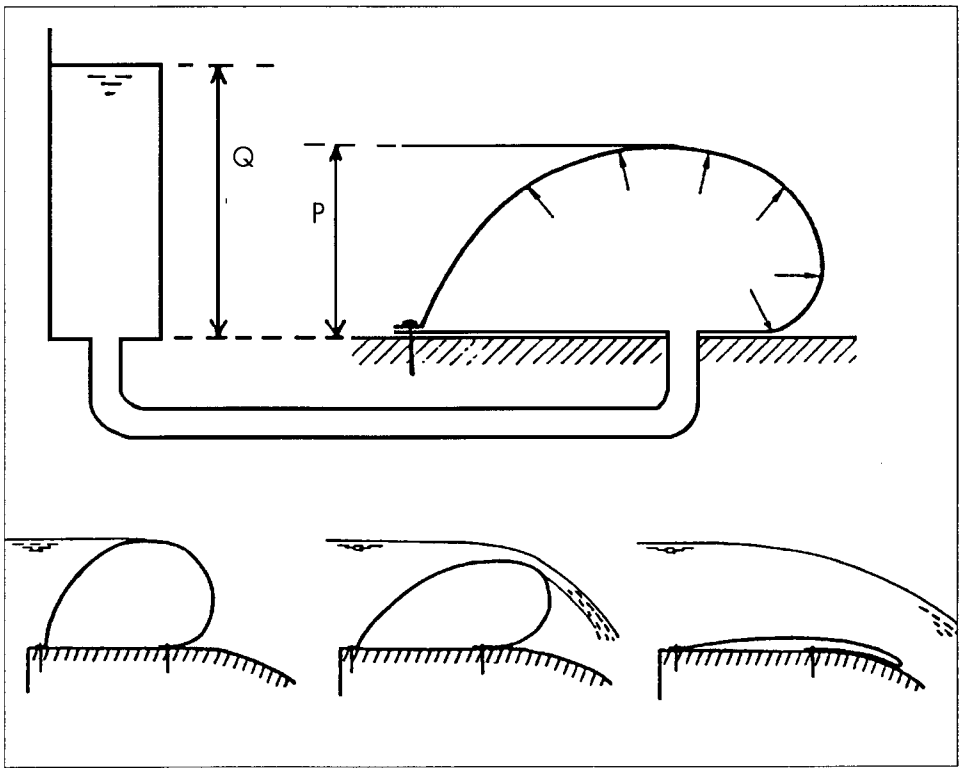


Fig. 10 - Schéma de principe d'un seuil gonflable à l'eau

Consultation des entreprises et planche d'essai

Le paragraphe concernant la *Consultation des entreprises* du chapitre IV (*voir p. 99*) est applicable aux barrages en béton.

De même, le paragraphe concernant les *Planches d'essais* de ce même chapitre (*voir p. 102*) est applicable, sans grand changement aux barrages en BCR.

Le lecteur est donc invité à s'y reporter.

Bibliographie

1 - Ministère de l'Agriculture, 1977 - *Technique des Barrages en Aménagement Rural*, Paris, 326 p. réédition 1989.

2 - Londe (P.), Lino (M.), 1992 - *The faced symmetrical hardfill dam : a new concept for RCC*, Water Power and Dam Construction, February 1992 - pp. 19 - 24.

3 - Recommandations AFPS, 1990 - *Tome 1, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées*, Paris, 186 p.

4 - Décret n° 91-461 du 14 mai 1991, relatif à la prévention du risque sismique.

5 - Projet National BaCaRa (Béton Compacté au Rouleau) - Document de synthèse en cours de publication (sous l'égide CFGB).

6 - Degoutte (G.), Royet (P.), Alonso (E.), 1992 - *Seuils souples : utilisations en rivière et sur les barrages*, Informations techniques du Cemagref, mars 1992, n° 85, 8 p.

CHAPITRE VI

Gestion de la qualité de l'eau

Ce chapitre traite, dans un premier paragraphe, de la qualité de l'eau des retenues et, dans un second paragraphe (pp. 150 et s.), des conséquences du débit réservé.

GESTION DE LA QUALITÉ DE L'EAU DES RETENUES

animé par Henri BEUFFE (Division Qualité des Eaux, Cemagref-Bordeaux),
Alain DUTARTRE (Division Qualité des Eaux, Cemagref-Bordeaux),
Alain GREGOIRE (Centre National d'Équipements Hydrauliques Électricité De France),
Antoine HETIER (Compagnie d'Aménagement des Coteaux de Gascogne),
et Michel LAFFORGUE (Aquatechnique).

(extrait de *Gestion de la qualité de l'eau, de la flore et de la faune : bilans et techniques de restauration,* publié dans les actes du 18e congrès des grands barrages à DURBAN, avec l'autorisation de la CIGB).

Par rapport aux écosystèmes naturels, les plans d'eau artificiels sont marqués par l'influence importante de l'homme dans leur gestion. Le régime hydraulique est fondamentalement modifié, transformant les faciès d'eau courante en faciès d'eau calme et engendrant ainsi des évolutions écologiques très importantes.

Le présent paragraphe tentera, dans un premier temps, de rendre compte des évolutions écologiques consécutives aux aménagements et, dans un deuxième temps, d'aborder une réflexion sur les méthodes de restauration et de gestion de ces milieux artificiels.

EUTROPHISATION DES RETENUES ARTIFICIELLES

Rappels

Parmi les maux dont souffrent les écosystèmes aquatiques d'eau douce, l'eutrophisation est très fréquemment évoquée. La signification de ce terme, assez souvent mal utilisé, mérite d'être éclaircie.

Les eaux douces contiennent naturellement des sels nutritifs en solution qui permettent aux végétaux, grâce à l'énergie solaire, de croître.

Constituant les producteurs primaires du système, ces végétaux sont à la base de la chaîne alimentaire des animaux, c'est-à-dire des consommateurs (zooplancton, poissons...).

Producteurs et consommateurs meurent après s'être reproduits, créant ainsi une source de matière organique inerte qui sédimente. Celle-ci sera à son tour minéralisée par l'action des bactéries et régénérera ainsi des sels nutritifs à nouveau disponibles pour les producteurs primaires. Ainsi, de proche en proche, l'écosystème s'enrichira lentement par le jeu des apports externes et du recyclage interne de sa propre production. C'est ce processus naturel que l'on appelle eutrophisation.

Passant par des niveaux trophiques intermédiaires, oligotrophe (peu productif), mésotrophe (moyennement productif) les écosystèmes aquatiques atteignent un stade d'équilibre, l'état eutrophe, caractérisé par un rendement maximum avec :

- une charge en éléments nutritifs modérée ;
- une diversité spécifique végétale et animale maximale ;
- une production végétale équilibrée ;
- une production optimale en consommateurs.

Lié à l'intensification des activités humaines sur les bassins versants (industrie, agriculture, rejets urbains), l'accroissement des apports nutritifs entraîne une accélération du processus naturel d'eutrophisation et souvent un dépassement rapide de cet état d'équilibre. On assiste à une simplification des biocénoses au profit notamment d'algues dont les développements intempestifs entraîneront des nuisances importantes (couleurs, goût, déficit estival en oxygène des eaux de fond, dépôts de sédiments...).

Processus pouvant contribuer à l'eutrophisation des réservoirs artificiels

Relargage précoce d'éléments nutritifs par les sols immergés

L'auto-enrichissement des réservoirs peut s'effectuer dès le remplissage par des relargages d'éléments nutritifs provenant des sols ennoyés. Ce relargage est lié à la décomposition de la matière organique qui les constitue ou qui les recouvre.

L'étude de quelques retenues hydroagricoles montre que cet auto-enrichissement semble de faible intensité[1].

Dans la mesure où il a lieu, l'expérience montre qu'en pays tempéré, ce processus est limité dans le temps par épuisement de la masse d'eau en éléments nutritifs.

---

1. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 3.

Marnage et redistribution du phosphore[1]

Parmi les diverses retenues, celles destinées à l'irrigation font l'objet d'un fort marnage d'autant plus que la période optimale des besoins en eau correspond à l'étiage des rivières.

Conséquence du marnage, la dessiccation des sédiments et des sols exondés entraîne des modifications de la spéciation du phosphore dans le sens des formes les plus labiles, c'est-à-dire les plus facilement utilisables par les algues ou les végétaux supérieurs[2]. Si les processus explicatifs évoqués sont variables (déshydratation des hydroxydes ferriques, destruction de la biomasse bactérienne et végétale), il semble que, parmi les facteurs agissant sur la solubilisation des phosphates, deux ont un effet que l'on peut directement lier au marnage : la durée et l'intensité de la remise en suspension du sédiment pendant la baisse des eaux et leur remontée[3]. Cet état sera d'autant plus favorisé que la retenue sera de faible profondeur et donc subira, par rapport au volume évacué, une émersion importante. La fréquence et la période auxquelles ces épisodes ont lieu seront d'autre part très déterminantes.

Les apports des bassins versants

Les apports du bassin versant qui réalisent la majeure partie de la charge nutritive arrivent au plan d'eau et déterminent, avec le temps, le niveau trophique des écosystèmes aquatiques et en l'occurrence des réservoirs artificiels.

À long terme, les effets cumulés de la charge externe et interne (relargage par les sols et les sédiments) peuvent contribuer à une dégradation de la qualité des eaux avec, dans les cas les plus critiques, apparition d'odeurs nauséabondes, proliférations d'algues ou de certaines espèces de macrophytes et mortalité de poissons.

Ces effets seront d'autant moins importants que le taux de renouvellement des eaux de la retenue sera élevé. Un soutirage fréquent des eaux de fond est donc favorable.

Faune aquatique

Les inventaires piscicoles réalisés dans les ruisseaux en amont et en aval de certaines retenues hydroagricoles ont montré[4] que :

- le peuplement ichtyologique de la retenue a une influence indéniable et systématique sur le cours d'eau à l'aval avec la diminution voire la disparition des espèces piscicoles inféodées aux eaux vives, fraîches et bien oxygénées que l'on rencontrait avant la création de la retenue ;
- la modification du peuplement ichtyologique du cours d'eau en amont de la retenue est aussi sous l'influence des poissons vivant dans la retenue ; dans ce cas, il semble que cette modification soit plus lente.

1. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 4.
2. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 5.
3. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 5.
4. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 3.

À l'aptitude des espèces indigènes de poissons à survivre dans une retenue vont se surajouter, dans un deuxième temps, les conséquences des introductions d'espèces étrangères. Leur nature et leur importance déterminent, à ce moment-là, la structure de la population. Parmi les espèces lacustres introduites qui réussissent le mieux dans les réservoirs, le gardon, la perche et la brème sont les plus souvent cités. Une gestion appropriée des populations de poissons paraît nécessaire pour éviter la prolifération d'espèces indésirables (brèmes notamment).

D'une manière générale, l'amplitude et la fréquence des marnages ont un impact important sur les poissons par la limitation de la flore aquatique immergée ou rivulaire, support de nourriture (larves d'insectes, mollusques, crustacés) et de frai et par la perte de l'espace vital.

Gestion et restauration

Des besoins croissants en loisir viennent s'ajouter aux usages traditionnels de l'eau. Ce développement des usages sur les milieux aquatiques se fait en général sans que leur capacité à les satisfaire soit analysée.

Chacun de ces usages comporte un certain nombre de contraintes et d'obligations qui conduisent les gestionnaires à modifier éventuellement les caractéristiques du milieu pour satisfaire au mieux les usages. Le tableau ci-dessous résume les contraintes de qualité pour certains usages des milieux aquatiques[1].

USAGES	CONTRAINTES
Eau potable	Qualité physico-chimique et bactériologique des eaux
Baignade	Aspect et qualité bactériologique des eaux
Pêche	Qualité piscicole du milieu (conséquence de la qualité des milieux : qualité des eaux, zones de nourrissage et de reproduction pour les poissons)
Canotage et activités voisines	Eau libre : peu ou pas de végétation en surface
Chasse	Présence d'hydrophytes (nourriture des oiseaux), surface d'eau libre suffisante

Une des évolutions actuelles, en matière d'utilisation des milieux aquatiques, est la recherche de la satisfaction du maximum d'usages dans un même milieu. Cette imbrication engendre de nombreuses difficultés de cohabitation que, souvent, seul un zonage géographique peut contribuer à résoudre. Cette évolution a également conduit de nombreux maîtres d'ouvrage à construire un barrage en queue de retenue.

Enfin, l'analyse des nuisances est rarement réalisée de manière globale, ce qui aboutit souvent à la mise en place d'actions de gestion partielles, d'un faible niveau de cohérence et, quelquefois, à l'émergence de nouvelles nuisances.

1. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 6.

Or, le vieillissement progressif des écosystèmes ainsi créés associé à une charge nutritive externe permanente (notamment en phosphore), la plupart du temps sujette à augmentation (pollution), accélère leur eutrophisation et engendre une évolution souvent négative de leur qualité, la pollution par les phosphates entraînant une explosion de la production végétale[1].

Avant la première mise en eau, il est recommandé d'effectuer un débroussaillage complet des terrains à noyer, mais aussi un décapage des sols dont la teneur en matière organique est supérieure à 2 %.

Par ailleurs, la lutte préventive contre l'eutrophisation accélérée des systèmes aquatiques passe impérativement par le traitement à la source du problème du phosphore et de l'azote :

- la dépollution urbaine et industrielle ;
- la création et la réhabilitation des réseaux d'assainissement et des stations d'épuration ;
- l'infiltration d'effluents en substrats sableux ;
- la limitation des pollutions diffuses (engrais verts, fertilisation raisonnée...).

Nous n'entrerons pas dans les détails de ces opérations pour considérer maintenant les actions curatives qu'il est possible de mettre en oeuvre quand les interventions au niveau des bassins versants sont insuffisantes ou trop tardives.

Traitement curatif des plans d'eau : réduction de la charge nutritive

Nous exposerons ici, de manière assez brève, les techniques les plus fréquemment mises en œuvre et évoquées dans la littérature[2].

Les techniques qui consistent à extraire et à exporter des matériaux chargés de phosphore (sédiments, végétaux) sont efficaces à long terme car elles permettent d'équilibrer le bilan phosphore et de ralentir le comblement de la cuvette. Toutefois, ces techniques, outre leur coût souvent important (dragage notamment), posent le problème de la gestion des matériaux extraits : sédiments plus ou moins pollués, biomasse végétale volumineuse, eaux putrides.

Il est possible aussi d'extraire les eaux profondes, riches en phosphore, en fer et manganèse, par siphonnage ou déversement hypolimnique.

L'équipement initial des barrages de retenues par des tours de prise à niveaux multiples indépendants peut éviter de telles interventions en permettant la restitution préférentielle de certaines parties de la masse d'eau des retenues en voie de stratification estivale. Ainsi, l'évacuation précoce et progressive de la production algale de l'épilimnion, dont la sédimentation et la décomposition entraînent souvent une importante consommation d'oxygène dans la retenue[3], aura un impact bénéfique sur la qualité des eaux de la retenue proprement dite, notamment si celle-ci est destinée à la production d'eau potable. D'autre part, la réalimentation des rivières avec cette eau moins froide, sera plus en accord, dans certains cas, avec leurs caractéristiques antérieures et leurs biocénoses aquatiques originelles.

---

1. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 7.
2. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, notes 7 et 10.
3. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 1.

Les procédés qui visent à immobiliser le phosphore *in situ*, soit en le précipitant dans la colonne d'eau, soit en le bloquant au niveau du sédiment, permettent d'éviter les contraintes liées à l'évacuation des produits extraits.

Parmi eux, l'aération hypolimnique peut être mise en œuvre lorsqu'il existe, à l'état naturel, une stratification nette dans le plan d'eau et lorsqu'il n'est pas souhaitable de procéder à un traitement d'homogénéisation de la colonne d'eau. En effet, le brassage vertical de la colonne d'eau entraîne le réchauffement des eaux profondes, préjudiciable à la production d'eau potable et à l'équilibre piscicole[1].

Dans les plans d'eau stratifiés, l'aération de l'hypolimnion par injection d'air comprimé (procédé LIMNO) permet, en rétablissant les conditions oxydantes (formation d'oxydes ferriques) au niveau des sédiments, d'éviter le relargage de composés indésirables comme l'ammoniac, le phosphore, l'hydrogène sulfuré et le manganèse *(voir figure 1)*.

Il convient de signaler qu'un sous-dimensionnement des appareillages peut entraîner en priorité une oxydation de la matière organique et sa minéralisation[2].

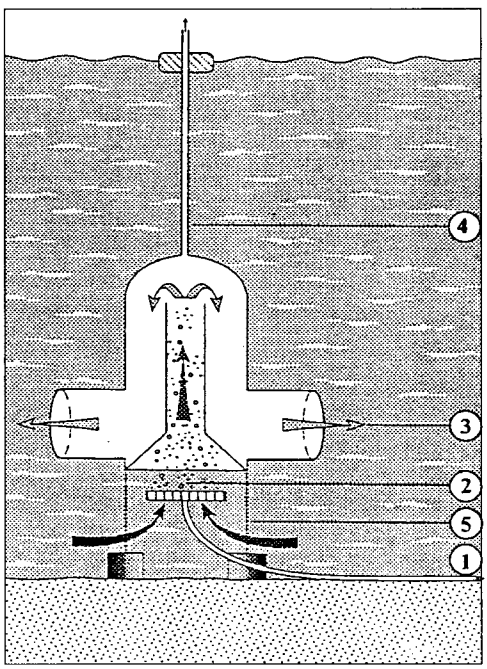


Fig. 1 - Procédé LIMNO
(1) air comprimé (3) eau réoxygénée (5) ancres
(2) diffuseur (4) évent

1. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, notes 8 et 9.
2. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 10.

Pour des plans d'eau dont la profondeur ne permet pas le développement d'une stratification thermique nette en période chaude, l'aération diffuse constitue une bonne solution pour lutter contre le développement de l'anoxie. L'air comprimé, fourni par un compresseur situé sur la rive, alimente des rampes de bullage en polyéthylène surnageant au-dessus du fond. L'oxygénation de la colonne d'eau est obtenue :

- par transfert à la colonne d'eau d'une partie de l'oxygène de l'air injecté ;
- par réaération superficielle des eaux de fond mises en convection au droit de l'injection d'air.

Enfin, le traitement *in situ* des sédiments par injection de nitrate de calcium, de chlorure ferrique et de chaux (procédé RIPLOX) permet, en les oxydant, d'en chasser les sulfures, de piéger le phosphore et de stimuler la dénitrification.

Quel que soit le type de traitement envisagé, il devra être :

- adapté au problème limnologique posé ;
- efficace pour l'effort technique et financier consenti ;
- dépourvu de réactions indésirables et irréversibles.

Ces deux dernières conditions n'étant pas systématiquement remplies, il sera bon de prendre des précautions en présentant le traitement comme expérimental et de proposer un suivi « postopératoire » des réactions de l'écosystème[1].

Gestion des plantes aquatiques

Les plantes aquatiques peuvent causer des nuisances importantes dans les réservoirs artificiels à faible marnage et de faible profondeur.

Dans les premiers moments de leur création, les retenues artificielles sont normalement dépourvues de plantes. Au bout de quelques années, une part notable des espèces présentes dans les retenues est due aux apports extérieurs. Ces apports peuvent être naturels ou réalisés volontairement ou non par les utilisateurs du milieu. Les graines de nombreuses plantes peuvent être transportées par le vent, par les affluents, par les oiseaux aquatiques.

Le principal facteur de répartition des macrophytes dans les plans d'eau est la profondeur, par les conséquences qu'elle a sur l'atténuation de la lumière.

Ainsi, du rivage vers le large, on distinguera les hélophytes aux pieds plus ou moins dans l'eau, puis les hydrophytes n'atteignant pas la surface de l'eau, sauf au moment de la floraison.

La composition physico-chimique de l'eau et des sédiments sera de même un paramètre essentiel par la source nutritive qu'ils représentent, l'assimilation des nutriments se faisant soit par les systèmes racinaires, soit par diffusion à travers les tiges et les feuilles (hydrophytes).

Certaines espèces se développeront de préférence dans les milieux riches en nutriments et d'autres, au contraire, dans les milieux pauvres ; leur présence permettra d'estimer le niveau trophique des écosystèmes aquatiques.

---

1. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 10.

Si des méthodes préventives de la gestion des macrophytes sont disponibles, comme la réduction des apports nutritifs du bassin versant, l'augmentation de l'ombrage et la manipulation des niveaux d'eau, dans la plupart des cas il est nécessaire de recourir à des techniques curatives. Nous nous proposons ici de donner un aperçu de ces méthodes[1].

Contrôle mécanique

Les appareils de contrôle mécanique sont constitués, en majeure partie, d'une embarcation portant des barres de coupe dérivées des machines agricoles. Si les modèles les plus anciens ne procèdent qu'à une coupe, les plus récents permettent une réelle moisson limitant ainsi le bouturage et évitant les déficits en oxygène dus au pourrissement des végétaux.

Moyennant certaines adaptations, les engins employés à l'entretien du bord des routes peuvent permettre un tel contrôle sur des milieux de faible largeur.

D'une manière générale, la durée d'action de ces travaux dépasse rarement deux étés, elle varie selon la nature des plantes et leur facilité de bouturage.

Le curage et le dragage sont également des techniques de contrôle des plantes aquatiques par le fait qu'ils interviennent sur les couches les plus riches des sédiments et sur les racines, stolons ou rhizomes des plantes aquatiques.

Rappelons, comme il l'a déjà été signalé, que ces techniques, outre les dépenses notables qu'elles mettent en jeu, posent le problème de la gestion des matériaux extraits. Dans le cas des végétaux aquatiques, on peut envisager des utilisations simples comme, par exemple, engrais vert ou compost.

Contrôle chimique

L'utilisation d'herbicides en milieu aquatique a débuté après la deuxième guerre mondiale. En France, quelques matières actives sont homologuées pour la « destruction des mauvaises herbes aquatiques et semi-aquatiques ». Certaines sont destinées au contrôle des hydrophytes, d'autres au contrôle des hélophytes. La liste actualisée de ces produits figure dans l'*Index Phytosanitaire*, ouvrage édité chaque année par l'Association Technique de Coordination Agricole.

Il s'agit d'une technique régulièrement employée en France. Dans une enquête récente, sur 65 cas de contrôle de la végétation aquatique réalisés dans diverses régions, environ un cinquième correspondait à l'application d'herbicides[1].

L'utilisation de ces produits, source de contamination de l'environnement, rencontre des réticences et suscite diverses polémiques dans la plupart des pays où elle est permise.

Hormis les risques toxicologiques à court et à moyen terme vis-à-vis des organismes non visés par les applications et, en particulier les poissons, des incidences secondaires notables lui sont reprochées : il s'agit en particulier des risques de désoxygénation du milieu, liés à la consommation d'oxygène nécessaire à la dégradation bactérienne des plantes mortes et des modifications d'habitats, quelquefois radicales, qu'elle peut engendrer dans certains écosystèmes.

---

1. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 11.

Les utilisations ultérieures des eaux des milieux traités et des milieux situés en aval doivent également être prises en compte, en observant un délai de sécurité, permettant la dilution ou la dégradation des produits.

Des sélections de flore sont également possibles qui peuvent engendrer une banalisation des milieux et des nuisances nouvelles. Enfin, l'aspect généralement très peu esthétique des secteurs traités constitue un autre facteur de rejet de ces techniques.

L'emploi de ces produits doit donc être envisagé avec beaucoup de prudence et ne pas être systématisé à l'ensemble du milieu à traiter, afin de limiter les risques vis-à-vis de l'environnement et de se prémunir contre les nuisances secondaires[1].

Contrôle biologique

Il s'agit d'utiliser des organismes consommant les plantes, provoquant des maladies ou limitant leur croissance.

Le mode le plus ancien et sans doute le plus documenté de contrôle biologique est le pâturage des plantes émergées ou amphibies dans les zones humides (roseaux, scirpes...).

Des mammifères et des oiseaux ont été également étudiés comme « agents de contrôle » des plantes mais, dans la plupart des cas, leurs potentialités paraissent très réduites.

La carpe chinoise *(Ctenopharyngodon idella Val.)* est un des moyens de contrôle biologique des macrophytes les plus prometteurs dans les zones tropicales. Présente depuis une trentaine d'années en Europe, son introduction est interdite dans les eaux libres françaises, ce qui est censé la proscrire des retenues. Les effets de l'introduction de la carpe chinoise sur les écosystèmes aquatiques (dont en particulier les impacts négatifs sur les populations piscicoles autochtones) ont été étudiés dans divers pays et ils doivent inciter à une grande prudence dans le cas de milieux à usages multiples, même si ce sont des eaux closes.

La mise en œuvre d'un contrôle biologique est en général lourde et coûteuse et nécessite de se garantir des effets secondaires indésirables, en établissant avec certitude la spécificité de l'action de l'agent de contrôle, par un grand nombre d'expérimentations préalables[2].

Conclusion sur la qualité des retenues

Les apports des bassins versants réalisent la majeure partie de la charge nutritive arrivant au plan d'eau et déterminent, avec le temps, le niveau trophique des réservoirs artificiels.

Leur effet cumulé à celui de la charge interne (relargage des sédiments et des sols régulièrement découverts) peut contribuer à la dégradation de la qualité des eaux.

Ce problème peut prendre une ampleur importante dans les retenues en accélérant leur eutrophisation.

---

1. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 12.
2. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 12.

Si l'impact est quasiment immédiat sur les peuplements piscicoles à l'aval des retenues, en amont les répercussions sont beaucoup plus lentes.

Le maintien de la qualité des eaux des réservoirs artificiels passe par le contrôle des flux polluants au niveau des bassins versants, notamment en ce qui concerne le phosphore, élément dont l'excès dans les eaux douces est responsable des proliférations phytoplanctoniques et des nuisances qui en découlent. Ne pas traiter le problème du phosphore à la source, c'est le transférer, voire l'aggraver et, à long terme, courir à l'échec malgré des succès remportés localement à court terme.

Enfin, quand les interventions sur les bassins versants sont insuffisantes ou tardives, il devient nécessaire d'agir directement sur le plan d'eau non sans avoir fait au préalable un diagnostic précis et une analyse globale des nuisances initiales et des effets secondaires.

Conséquence du débit réservé sur la vie piscicole

À partir d'un article de SylvieVALENTIN et Yves SOUCHON (Cemagref, groupement de Lyon) publié au colloque technique sur les « petits barrages » de Bordeaux en 1993). Cet article illustre principalement le cas des barrages hydro-électriques qui court-circuitent des tronçons de cours d'eau.

Les effets biologiques et écologiques néfastes des faibles débits maintenus à l'aval de certains petits barrages doivent être pris en compte afin de prendre des mesures éventuelles nécessaires pour les limiter.

Il est indispensable de quantifier ces effets en fonction du débit. La méthode des microhabitats exposée ici constitue un outil de prévision de ces effets sur l'habitat physique des poissons et apporte donc une aide dans la détermination de débits réservés moins pénalisants pour la faune piscicole. Même si elle s'applique essentiellement aux cours d'eau salmonicoles, la connaissance de son principe est aussi utile pour mieux appréhender les conséquences d'une retenue sur les cours d'eau à cyprinidés dominants.

Effets d'une réduction de débit

Les effets écologiques de la gestion d'un barrage sont multiples.

La réduction de débit entraîne une modification des paramètres morphodynamiques : pente du lit, transport solide, hauteurs, vitesses, sinuosité, surfaces. Ces paramètres vont définir les contraintes spatiales des organismes aquatiques, en particulier l'habitat physique des poissons.

Morphologie du cours d'eau

La morphologie générale d'un cours d'eau est étroitement liée au débit de crue correspondant au débit de plein bord, et à l'alternance des périodes de crues et de basses eaux.

Aussi, le blocage du transport solide entraîne un surcreusement du lit et une érosion accrue des berges à chaque surverse, modifiant à la fois les profils en long et en travers du lit.

Substrat

De plus, le faible débit transitant dans la rivière n'assure plus le transport des matières en suspension. Tout apport de fines, notamment par les affluents, entraîne un colmatage du substrat. Il s'ensuit une diminution nette des zones d'abris des invertébrés benthiques et des zones d'habitat favorables aux poissons.

Conditions d'écoulement

Une réduction de débit entraîne également des changements dans les paramètres dépendant directement du débit : hauteurs d'eau et vitesses de courant. Les conditions d'écoulement sont donc moins variées, les surfaces mouillées se trouvent réduites (lit plus étroit) et les unités morphodynamiques ou faciès sont modifiées.

Ces paramètres physiques ont une importance fondamentale dans la qualité de l'habitat du poisson. Des outils sont nécessaires pour apprécier les modifications de ces paramètres afin de mesurer l'impact potentiel de l'instauration d'un débit stable et faible sur la faune piscicole.

Mesures des modifications de l'habitat physique

Principe de la méthode des microhabitats

Pour quantifier les effets d'une réduction de débit sur l'habitat des poissons, il est nécessaire de connaître les variables morphodynamiques à différents débits et de les relier aux exigences des espèces de poissons aux différents stades de leur vie.

La méthode des microhabitats permet de mesurer en fonction du débit la capacité d'accueil physique d'une partie du cours d'eau.

Cette méthode de simulation de l'habitat a été initiée aux États-Unis par STALNAKER[1] et BOVEE[2], puis testée dans de nombreuses études. Elle a été développée en France par EDF, Direction des Études et Recherches, et par le Laboratoire d'Hydroécologie Quantitative du groupement de Lyon du Cemagref[3]. Elle bénéficie maintenant d'une expérience avec des validations biologiques dans plusieurs types de cours d'eau français.

---

1. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 18.
2. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 13.
3. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 16.

Elle consiste à coupler *(voir figure 2)* :
- *un modèle hydraulique* permettant de calculer les hauteurs d'eau et les vitesses du courant à différents débits à partir d'une campagne de mesures des variables retenues (hauteurs, vitesses, substrat, surfaces) ;
- *un modèle biologique* qui traduit ces variables en termes de valeur d'habitat par l'intermédiaire de courbes de préférence établies à partir de la bibliographie et de résutats de pêche sur des cours d'eau français.

Pour la truite fario, les fonctions de préférence ont pu être validées dans des cours d'eau à truite non perturbés, dans des conditions non limitantes, en particulier concernant les facteurs trophiques : une relation a pu être établie entre la biomasse de truites farios adultes pêchées et les valeurs d'habitat identifiées comme critiques.

La méthode s'applique donc préférentiellement aux cours d'eau salmonicoles.

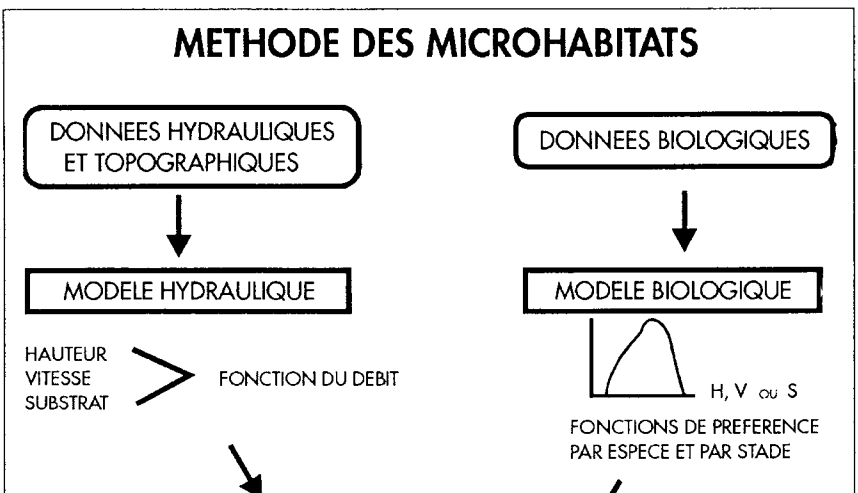


Fig. 2 - Principe de la méthode des microhabitats

Déroulement pratique

Le recueil des données physiques nécessite quatre personnes pendant une journée par station, soit un effort équivalent à celui d'une pêche électrique.

Le déroulement pratique comporte plusieurs étapes :
- un choix de stations représentatives des unités morphodynamiques (faciès), des tronçons étudiés, comprenant une alternance morphologique caractéristique (successions radier/mouille par exemple) ;

- un choix de transects représentant des secteurs homogènes (deux ou trois transects par faciès) et intervenant dans le calage hydraulique ;
- des mesures topographiques pour cartographier les stations et connaître les pentes du lit et les cotes de surface libre ;
- des mesures physiques fines des hauteurs, vitesses et substrats rencontrés le long de chaque transect.

Résultats

À l'issue de la modélisation, les résultats obtenus s'expriment, pour chaque stade des espèces étudiées, sous la forme :
- d'une surface pondérée utile (SPU), calculée en sommant les surfaces de chaque cellule pondérées par le produit des trois fonctions de préférence (valeurs comprises entre 0 et 1) correspondant aux valeurs des trois variables vitesse, hauteur et substrat, observées ou calculées pour tout débit ;
- d'une valeur d'habitat, exprimée en pourcentage de surface pondérée utile par rapport à la surface mouillée totale.

Ces résultats permettent de proposer une estimation prévisionnelle des effets de toute modification du régime hydrologique et d'identifer la, ou les espèces, les plus pénalisées dans leur habitat le plus sensible en décelant les périodes et les stades critiques.

Exemple d'application de la méthode des microhabitats

L'exemple suivant est extrait de l'étude d'impact du barrage de Naussac II sur l'Allier (hauteur : 8 mètres), en ce qui concerne l'habitat physique des salmonidés, confiée au groupement de Lyon du Cemagref[1].

Une des stations choisies est située dans le premier tiers des 9,5 km de la portion court-circuitée par le barrage de Poutès au niveau du lieu-dit « LE SAPET ».

La démarche des microhabitats a été appliquée pour deux espèces : le saumon atlantique et la truite fario *(voir figure 3, p. 155)*. Le stade adulte ne figure pas dans les courbes d'habitat du saumon car les exigences des adultes concernent surtout les conditions de franchissement des obstacles et les débits d'attrait ; cet aspect ne sera pas abordé ici.

Les courbes d'habitat *(voir figure 3, p. 155)* sur la station montrent que le saumon apparaît comme le plus sensible aux faibles valeurs de débit avec un maximum de SPU à un débit optimal de 3 m^3/s. Ce débit correspond environ à 1/5e du module[2] dans ce secteur (égal à 16,7 m^3/s).

Il convient de s'assurer que ce débit respecte également l'habitat de la truite fario, ce qui est le cas pour tous les stades. La truite a en effet un habitat maximal compris entre 1,5 et 3 m^3/s.

Le débit réservé existant dans le secteur est de 0,5 m^3/s seulement, soit environ 1/30e du module et correspond à une réduction importante de SPU *(voir tableau 1, p. 156)* par rapport au débit optimal de 3 m^3/s.

---

1. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 17.
2. Module : débit moyen interannuel.

Notons toutefois que ce débit est porté à 1 m^3/s le jour et à 1,5 m^3/s la nuit pendant la période de migration des juvéniles, du 15 mars au 15 juin, afin de faciliter le franchissement du barrage (glissière à tacons et ascenseur). Ceci améliore nettement la capacité d'accueil du secteur pour tous les stades des deux espèces par rapport au débit existant durant la période où il est appliqué. On observe cependant encore une perte de SPU sensible pour le saumon et pour le stade frai de la truite par rapport au débit optimal.

Prise en compte des effets écologiques dans les études de débit réservé

Le contexte de la loi « pêche »

La démarche des microhabitats a été principalement développée en France pour répondre à un besoin de quantifier les effets des réductions de débit dans le contexte de la loi « pêche » n° 84-512 du 29 juin 1984 (article L.232-5 du code rural).

Cette loi fixe le débit minimal au 10e du module du cours d'eau au droit de l'ouvrage, à partir de réflexions menées aux États-Unis depuis 1965 et pour des raisons pratiques de définition du module (le module est plus facile à définir que le débit d'étiage).

Il était alors important de savoir si ce chiffre répondait bien à l'objectif de la loi : garantir en permanence la vie, la circulation et la reproduction des espèces. De plus, concernant les ouvrages antérieurs à la loi et pour lesquels des raisons techniques et économiques en empêcheraient l'application, quels aménagements prévoir pour atteindre cet objectif ?

Pour répondre à ces questions, il fallait exprimer la capacité d'accueil physique des cours d'eau en fonction du débit à l'aide d'un outil adapté.

Évaluation des niveaux de débit fixés par la loi « pêche[2] »

La méthode des microhabitats a été appliquée à huit cours d'eau afin de mesurer l'effet d'une réduction de débit au 40e ou au 10e sur la capacité d'accueil du milieu pour la truite fario.

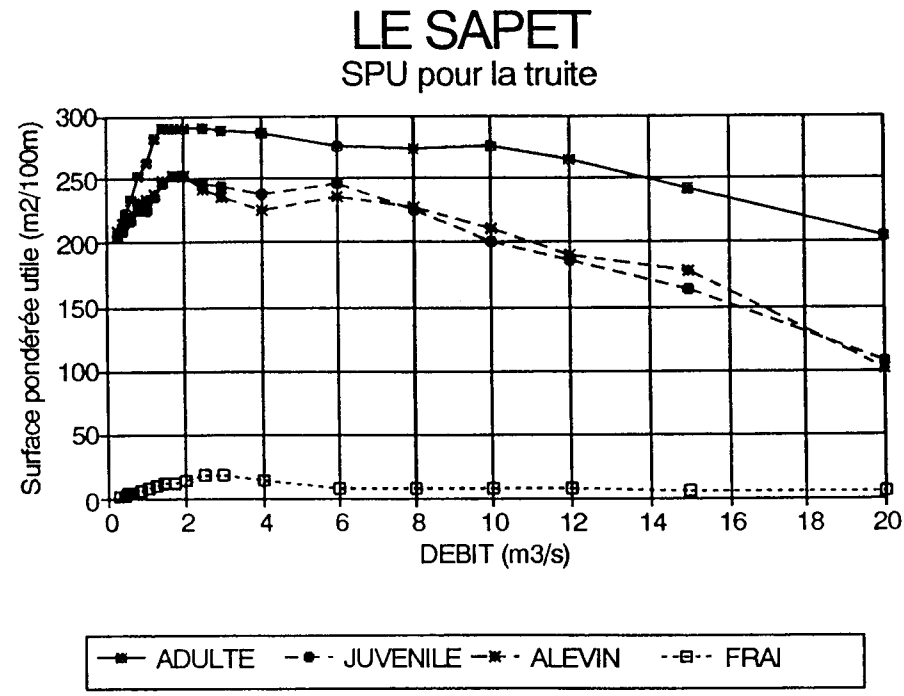
Les réductions de SPU ont été exprimées par rapport à deux repères *(voir tableau 2, p. 156)* :
- la SPU minimale correspondant au débit moyen mensuel du mois le plus sec en situation naturelle, débit supposé limiter le développement des populations de truites ;
- le maximum d'habitat potentiel (SPU maximale) obtenu pour un débit réservé optimal pour l'habitat de la truite.

Le 10e du module correspond à une réduction nettement moindre que le 40e, mais tout de même significative et plus pénalisante que les conditions limitantes naturelles (tableau 2).

Ces résultats soulignent l'intérêt d'études précises comme la méthode des microhabitats en tant qu'outil d'aide à la décision pour établir la valeur de débit réservé dans l'esprit de la loi pêche, dont les objectifs ont d'ailleurs récemment été repris dans la loi sur l'eau du 3 janvier 1992.

---

1. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 14.



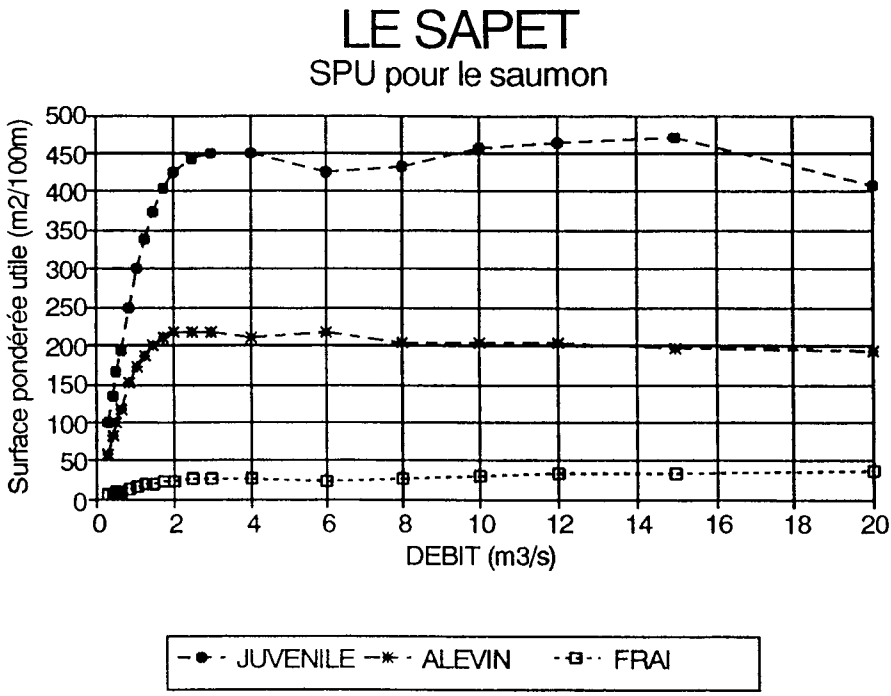


Fig. 3 - Évolution des surfaces pondérées utiles en fonction du débit pour la truite fario et le saumon sur l'Allier, portion court-circuitée par le barrage de Poutès, station « LE SAPET ».

Outre la caractérisation des réductions d'habitat à différents débits faibles, elle permet d'identifier les stades et espèces sensibles et donc les périodes qui peuvent être critiques si le débit est maintenu trop faible.

Modulation du débit réservé

Ainsi, on peut proposer par exemple, dans certains cas, une modulation du débit réservé pour limiter les effets lors de ces périodes critiques et recréer un certain rythme hydrologique.

L'étude du Lignon du Velay a permis de tester différents scénarios de gestion modulée du débit réservé selon les saisons avec deux ou trois niveaux de débit différents dans l'année[1]. Ces scénarios de débits différents ont été convertis en chroniques de surfaces pondérées utiles pour la truite fario en année moyenne et en année sèche.

La conclusion principale concernait la période estivale, période la plus critique pour la plupart des stades dans la situation du débit réservé existant. Une augmentation du débit réservé estival améliorerait dans ce cas le potentiel d'habitat, surtout pour la truite adulte, et d'autant plus en année sèche.

		Q optimal	% de réduction de SPU par rapport à la SPU maxi au débit optimal		
			Q=0,5m³/s	Q =1,5 m³/s	Q =3m³/s
TRF	Adulte	2,5	23	0,5	1
	Juvénile	1,75	15	2	4
	Alevin	1,75	13	2	7
	Frai	3	79	40	0
SAT	Juvénile	4	63	17	0,5
	Alevin	2,5	54	9	0
	Frai	3	67	27	0

Tableau 1 - Réduction des surfaces pondérées utiles pour la truite fario (TRF) et le saumon (SAT) à différents débits dans la station « LE SAPET » de l'Allier

	(A) par rapport à la situation naturelle		(B) par rapport au débit optimal	
Fraction du module	1/40e	1/10e	1/40e	1/10e
% moyen	65	32	71	44
Fourchette (%)	42 à 91	16 à 50	53 à 94	22 à 69

Tableau 2 - % de réduction de SPU pour la truite fario dans huit cours d'eau par rapport à deux repères :
(A) situation naturelle (débit moyen mensuel du mois le plus sec)
(B) débit optimal correspondant à une SPU maximale

1. Voir *Bibliographie*, pp. 157-158, note 15.

Une bonne connaissance du régime hydrologique naturel et des facteurs limitants (débits d'étiage) est donc indispensable. En plus d'une modulation éventuelle du débit, des surverses peuvent être prévues pour nettoyer le substrat sans bouleverser le lit.

Conclusion : vers une gestion intégrée

Il apparaît donc important de raisonner en terme de modifications de l'habitat dans un type de rivière en fonction :

- de la morphologie ;
- du régime hydrologique naturel (régionalisation possible) et des affluents éventuels ;
- des peuplements en place (espèces les plus sensibles).

Le raisonnement complet doit être intégré très tôt aux études d'impacts afin de pouvoir en tenir compte dans le dimensionnement des ouvrages et les études économiques.

Bibliographie

1 - Grégoire (A.), Delacoux (Y.), Beaudoux (A.), 1991- *Développement des connaissances, traitement de l'envasement et modélisation hydrobiologique au service de la maîtrise de l'écosystème des retenues hydroélectriques françaises* - 17e Congrès des Grands Barrages, Vienne, pp. 193 - 211.

2 - Beuffe (H.), Dutartre (A.), Doutriaux (E.), Grégoire (A.), Hétier (A.), Mercier (B.),1994 - *Gestion de la qualité de l'eau, de la flore et de la faune : bilans et techniques de restauration,* 18e Congrès des Grands Barrages, Durban - Q69-R22, pp. 301 - 320.

3 - Beuffe (H.), Hétier (A.), 1993 - *Évolution de la qualité des eaux dans les réservoirs gascons et risques d'eutrophisation,* Colloque Technique sur les petits barrages, CFGB, AFEID, Bordeaux, 15 p.

4. Grégoire (A.), 1987- *Caractéristiques hydrobiologiques des réservoirs français à objectifs énergétiques,* Le naturaliste canadien n° 114, pp. 351 - 356.

5 - Fabre (A.), 1993 - *Le marnage, un facteur de redistribution des phosphates dans les systèmes aquatiques,* Adour-Garonne n° 56, pp. 15 - 18.

6 - Dutartre (A.), 1993 - *Gestion des plantes aquatiques,* Colloque Technique sur les petits barrages, CFGB, AFEID, Bordeaux, 12 p.

7 - Barroin (G.), 1991- *La réhabilitation des plans d'eau,* La Recherche n° 238, pp. 1 412 - 1 422.

8 - Laverty (J.), 1990 - *Techniques de restauration de la qualité des eaux des lacs et retenues,* L'Eau, l'Industrie, les Nuisances, n° 139, 7 p.

9 - Mercier (B.), Saunier (B.), 1993 - *Dégradation de la qualité de l'eau lors du stockage : moyens techniques d'y remédier,* Colloque Technique sur les petits barrages, CFGB, AFEID, Bordeaux, 14 p.

10 - IIGGE, 1988 - *Plans d'eau. De l'autre côté du miroir,* 127 p.

11 - Dutartre (A.), 1988 - *Nuisances occasionnées par les plantes aquatiques. Résultat d'une enquête préliminaire,* 8e Colloque International sur la Biologie, l'Écologie et la Systématique des Mauvaises herbes, ANPP/EWRS, pp. 497 - 506.

12 - Dutartre (A.), Grillas (P.), Levet (D.), 1990 - *Revue sur les techniques de contrôle des plantes aquatiques,* ANPP, 14e Conférence du COLUMA, Journées Internationales d'études sur la lutte contre les mauvaises herbes, tome 1, pp. 265 - 273.

13 - Bovee (K.-D.), 1982 - *A guide to stream analysis using the Instream Flow Incremental Methodology,* Instream Flow Information Paper n°12, FWS/OBS 82/26, Western Energy and Land Use Team, U.S. Fish and Wildlife Service, Ft Collins, Colorado, 248 p.

14 - Secrétariat d'État à l'environnement/Cemagref, 1990 - *Synthèse technique sur le bilan d'application de l'article L. 232-5 du Code Rural.* Rapport, 2 parties, 24 p. + annexes.

15 - Souchon (Y.), 1991 - *Simulation de l'habitat physique potentiel de la truite fario dans le Lignon du Velay,* Rapport Cemagref, 11 p.

16 - Souchon (Y.), Trocherie (F.), Fragnoud (E.), Lacombe (C.), 1989 - *Les modèles numériques des microhabitats des poissons : application et nouveaux développements,* Revue des Sciences de l'eau, pp. 807 - 830.

17 - Souchon (Y.), Valentin (S.), 1991 - *L'Allier du barrage de St Etienne du Vigan jusqu'à Langeac. Simulation de l'habitat physique des salmonidés,* Rapport Cemagref, 55 p.

18 - Stalnaker (C.-B.), 1979 - *The use of habitat structure preferenda for establishing flow regimes necessary for maintenance of fish habitat,* WARD and STANFORD eds, New-York, The ecology of regulated streams, pp. 326 - 337.

CHAPITRE VII

Vie de l'ouvrage

Animé par Philippe VINCENT (EDF-GRPH Massif Central)
Membres du groupe : Alain EMERIAU (DDAF Tarn-et-Garonne),
Philippe MARTIN (CACG),
Georges MICHEL (Société du Canal de Provence),
et Paul ROYET (Cemagref)

Ce chapitre n'a pas pour but de fixer un schéma rigide, mais de rappeler les idées fortes et les principes généraux qui doivent guider les intervenants dans la vie du barrage.

Il s'agit, avant tout, d'établir un guide de réflexion permettant à tout maître d'ouvrage d'élaborer la méthode de surveillance et de suivi la mieux adaptée à l'ouvrage considéré. Mais ce chapitre est rédigé à l'attention des maîtres d'ouvrage non spécialisés qui possèdent un petit nombre de barrages, voire un seul. Les grands maîtres d'ouvrages tels que EDF et la CNR ont en effet une organisation conçue en tenant compte de l'importance de leur parc et de leurs moyens en personnels expérimentés.

Les barrages de faible hauteur doivent être attentivement suivis pour deux raisons essentielles :

- *garantir la sécurité des personnes et des biens ;*
- *maintenir les productions permises par l'ouvrage (eau, électricité, tourisme, pêche...).*

Spécificités des barrages de « faible hauteur »

Les spécificités des barrages de faible hauteur proviennent en particulier, soit de leur âge, soit de leurs caractéristiques dimensionnelles modestes, soit du manque de sensibilisation de certains gestionnaires vis-à-vis des problèmes de sécurité.

On notera en particulier pour les plus petits d'entre eux :
- la connaissance souvent trop imprécise ou trop fragmentaire des dispositions constructives ;
- la méconnaissance de l'historique et de l'évolution de l'ouvrage ;
- l'absence (en général) de dispositifs d'auscultation ;
- les caractéristiques souvent rudimentaires, pour des raisons économiques, de leur conception et de leurs dispositions constructives.

Rôle des différents intervenants

Le propriétaire (ou le concessionnaire)

Il est totalement responsable de son ouvrage et il a la charge de le maintenir en bon état. À ce titre, il doit :
- constituer et tenir à jour le dossier contenant tous les documents relatifs à l'ouvrage ;
- assurer la surveillance et l'auscultation ;
- entretenir l'ouvrage et maintenir les différents organes hydrauliques en bon état de fonctionnement.

Il peut confier par contrat certaines de ces tâches à un exploitant ou à un bureau d'études spécialisé.

L'exploitant

Il intervient dans le cadre d'une convention passée avec le propriétaire et définissant clairement le champ de son action.

En matière de suivi et d'entretien, le propriétaire peut confier à l'exploitant les tâches suivantes :
- inspection visuelle régulière de l'ouvrage ;
- vérification périodique du bon fonctionnement des dispositifs de commande et de manœuvre des organes hydrauliques ;
- entretien courant du barrage et des organes hydrauliques, fauchage des abords du barrage ;

- mesures périodiques des instruments d'auscultation et vérification de leur bon fonctionnement ;
- rédaction du rapport annuel de l'exploitant.

Le contrat doit définir précisément la nature et la périodicité de ces différentes prestations.

Le bureau d'études

L'intervention d'un bureau d'études spécialisé en barrages est recommandée dès lors que ni le propriétaire, ni l'exploitant ne possèdent les compétences suffisantes. Si l'exploitant possède ces compétences, les prestations décrites ci-dessous doivent être intégrées au contrat qui le lie au propriétaire.

Les prestations du bureau d'études sont généralement les suivantes, dans le cadre d'une convention passée avec le propriétaire :
- report sur graphiques interannuels des mesures d'auscultation ;
- interprétation de ces mesures et, le cas échéant, analyse statistique ;
- établissement d'un rapport annuel d'auscultation *(voir Rapports d'auscultation, p. 166)* ;
- participation aux visites approfondies de l'ouvrage *(voir Visites techniques, p. 165)*.

Le Service du Contrôle

Pour les barrages qui ne relèvent pas du Ministère de l'Industrie, le contrôle de la sécurité est assuré par le service chargé de la Police des Eaux, DDAF (Direction Départementale de l'Agriculture et de la Forêt) ou DDE (Direction Départementale de l'Équipement). Dans l'exercice de leur mission de Police des Eaux, ces services relèvent du Ministère de l'Environnement. Pour les barrages dépendant du Ministère de l'Industrie, le contrôle est assuré par la DRIRE (Direction Régionale de l'Industrie, la Recherche et l'Environnement).

Le rôle du service de contrôle est le suivant :
- s'assurer que le propriétaire a pris toutes les dispositions nécessaires en vue d'un suivi et d'une surveillance appropriée de son barrage : consistance du dispositif d'auscultation, périodicité des mesures, compétences techniques des intervenants ;
- organiser les visites annuelles[1] et en rédiger le procès-verbal ;
- contrôler à cette occasion le bon fonctionnement des organes hydrauliques de sécurité et des instruments d'auscultation ;
- vérifier que les recommandations figurant dans le procès verbal de la visite précédente sont bien suivies d'effet ;
- organiser, le cas échéant, les visites décennales réalisées en principe après vidange complète de la retenue.

1. Pour les barrages intéressant la sécurité publique, une visite *annuelle* est obligatoire, de même que les visites décennales, réalisées si possible à retenue vide. Pour les autres ouvrages, des visites du service de contrôle sont recommandées mais à un rythme qui peut être moins rapide : voir *Visites du service de contrôle*, p. 167.

En aucun cas, le service de contrôle n'est chargé de réaliser lui-même des mesures ou de les interpréter.

Principes généraux de surveillance

La surveillance d'un ouvrage a pour but essentiel de connaître et, si possible, de prévenir toute dégradation afin de le maintenir en bon état de sécurité et ainsi apte à remplir ses fonctions.

On cherche principalement à détecter les évolutions. Celles-ci sont généralement très lentes, mais le risque d'une évolution rapide n'est pas totalement exclu, notamment pour les barrages en terre.

Le suivi doit fournir les moyens de détecter les anomalies, d'apprécier les vitesses d'évolution et leur aboutissement probable, en séparant les phénomènes réversibles des phénomènes irréversibles. Ceci afin de permettre au responsable de l'ouvrage de décider de la nature et de l'urgence des interventions.

Des mesures précises et fiables sont nécessaires. La surveillance des ouvrages comporte deux méthodes essentielles :

- *l'inspection visuelle* : c'est une méthode qualitative qui est fondamentale car elle intègre le maximum de paramètres ;
- *l'auscultation* : c'est une méthode quantitative qui met en œuvre une instrumentation spécifique à chaque ouvrage.

Il faut garder présent à l'esprit :

- qu'en application de la circulaire 70/15 du 14 août 1970, tous les ouvrages intéressant la sécurité publique et ce quels que soient leur taille ou le volume de la retenue, font l'objet d'un contrôle des Services de l'État. Ce contrôle permet, en particulier, de s'assurer que le concessionnaire (ou le propriétaire) remplit convenablement sa mission de surveillance et de suivi de l'ouvrage ;
- que la surveillance doit comprendre à la fois la prise d'information et l'analyse de comportement ;
- que si une auscultation doit être mise en œuvre, ce ne peut être qu'en complément de l'inspection visuelle ;
- que les plus petits barrages ($H^2\sqrt{V} < 5$) peuvent ne pas être équipés de dispositifs d'auscultation. Dans ce cas, la surveillance est limitée à l'inspection visuelle.

Mais : un ouvrage non ausculté ne doit pas être un ouvrage non surveillé.

Méthodologie de la surveillance des ouvrages

L'efficacité de la surveillance nécessite :
- une bonne connaissance de l'ouvrage (données constructives, rapports de travaux et de visite...) ;
- la garantie d'un bon entretien ;
- la vérification des résultats des travaux réalisés.

Documents relatifs à la construction

Il importe de rassembler toutes les données connues sur l'ouvrage, relatives à sa construction (plans topographiques, dossier d'Avant-projet, rapport de travaux, dossier conforme à l'exécution) et à sa vie ultérieure (mode d'exploitation, comptes rendus de visite, rapport des travaux d'entretien, incidents caractéristiques...).

La constitution de ce dossier est à l'évidence fondamentale.

Plan de surveillance

Il faut définir pour chaque ouvrage les points particuliers qui sont déterminants pour la sécurité, mettre l'accent sur les particularités afin que l'attention de l'exploitant soit attirée sur le suivi dont certains points particuliers doivent faire l'objet.

De plus, l'inventaire des dommages possibles et de leurs conséquences doit être fait.

L'inspection visuelle doit être effectuée régulièrement. Elle doit s'accompagner de la mise en œuvre de moyens simples permettant d'apprécier les évolutions dès leur apparition (piquetage, photographies, repérage des fissures *in situ*...). Le type d'observation dépendra de la nature de l'ouvrage.

L'auscultation comporte deux aspects :
- le suivi du comportement général de l'ouvrage (par exemple, dispositif piézomètrique pour un barrage poids, cellules de pression pour un ouvrage en remblai...) ;
- le suivi particulier de zones jugées a priori sensibles (par exemple, débit des sources percolant dans un appui, contrôle de stabilité d'un appui de barrage-voûte...).

Tant que les mesures sont justifiées, elles doivent être régulières, précises, fiables et suivies d'analyse.

Un dispositif d'auscultation peut, en outre, être mis en œuvre, à titre provisoire ou non, lorsqu'il y a détection d'une évolution par l'inspection visuelle ou également lorsqu'on veut vérifier les conditions de stabilité d'un ouvrage mal connu.

Organisation de la surveillance par le propriétaire

La surveillance des ouvrages est effectuée par le propriétaire ou l'exploitant à partir de visites organisées.

L'inspection visuelle

Visites systématiques

Elles sont à effectuer une fois par mois si $H^2\sqrt{V} > 50$ et une fois tous les deux mois dans le cas contraire. Ces visites devront être plus fréquentes lors de la première mise en eau : on pourra retenir un rythme hebdomadaire qui pourra être plus espacé si le niveau de la retenue évolue peu. Le contenu de ces visites doit être défini en fonction des ouvrages considérés et leur itinéraire est déterminé pour permettre le passage régulier dans toutes les zones de l'ouvrage. Pour les barrages qui possèdent un dispositif d'auscultation c'est à l'occasion de ces visites que sont effectuées les mesures simples : cote du plan d'eau, débit de fuite, mesures de piézométres, des cellules de pression interstitielle, des Vinchons, des pendules...

Visites particulières

C'est le cas lors des abaissements (ou vidanges) exceptionnels. La teneur de ces visites doit être adaptée aux points particuliers à inspecter (ouvrages habituellement immergés, berges, parement amont...).

Visites exceptionnelles

Après une forte crue, une tempête ou un séisme, le propriétaire ou l'exploitant doit procéder à l'examen des dommages éventuels et prendre certaines décisions.

En cas d'incident ou d'anomalie constatée sur l'ouvrage :
- baliser toute anomalie afin d'avoir un « point zéro » avec des données quantifiables et donc comparables ultérieurement ;
- si l'anomalie est confirmée, définir une conduite à tenir en fonction de seuils d'urgence ;
- modifier éventuellement la fréquence des inspections et mesures ainsi que leur contenu.

Moyens à mettre en œuvre

Il n'est pas nécessaire que les personnes qui effectuent les inspections visuelles soient des spécialistes de Génie Civil. Il importe davantage qu'elles aient des qualités de rigueur et de précision, ainsi qu'une motivation suffisante.

Toutefois, il est important de préciser que :
- l'intervenant doit avoir reçu une bonne information sur l'ouvrage ;
- il doit recevoir, si nécessaire, une formation technique minimale ;

- il doit, en tant que de besoin et selon la gravité des constatations effectuées, ne pas hésiter à informer, dans les meilleurs délais, les personnes techniquement compétentes (Services Techniques s'ils existent, ou Bureau d'études spécialisé).

Supports visuels lors des visites et des mesures d'auscultation

Le propriétaire ou l'exploitant prépare ou fait préparer par un bureau d'étude :
- un guide de la visite (« mémento »), itinéraire à suivre, points particuliers à observer ;
- les rapports ou fiches de visite précédents ;
- un dossier photographique ;
- une fiche vierge à remplir (veiller à sa clarté et à sa simplicité) contenant une rubrique pour le relevé des mesures d'auscultation. Pour ces dernières, la cohérence avec les mesures précédentes doit pouvoir être vérifiée aisément.

Le dépouillement immédiat des mesures doit être effectué sur des graphiques favorisant la visualisation des évolutions. Les services techniques ou le bureau d'études conseil définiront les bornes supérieures et inférieures délimitant la plage de comportement normal. La rapidité du dépouillement de l'information brute est primordiale.

Toute mesure anormale ou douteuse doit être vérifiée et réeffectuée avant validation.

Ces fiches de visite doivent faire l'objet par le propriétaire ou l'exploitant d'un archivage particulier, clair et complet dans le cadre du dossier historique de l'ouvrage.

Visites techniques

La visite technique est recommandée dès que $H^2\sqrt{V} > 5$. Elle est effectuée par un bureau d'étude lorsque le propriétaire ou l'exploitant ne dispose pas des compétences minimales nécessaires. La périodicité recommandée est :
- une fois par an lorsque $H^2\sqrt{V} \geqslant 100$, ou lorsque le barrage intéresse la sécurité publique ;
- une fois tous les deux ans lorsque $50 \leqslant H^2\sqrt{V} < 100$;
- une fois tous les trois à cinq ans lorsque $H^2\sqrt{V} < 50$.

Des visites intermédiaires peuvent s'imposer, à la demande du propriétaire, en cas de circonstance exceptionnelle (forte crue, tempête, séisme).

Parmi les points à surveiller particulièrement, signalons :
- *l'état des parements* : fissures, traces de calcite pour un barrage en béton, bombements ou affaissements pour un barrage en terre, venues d'eau ;
- *l'état des caniveaux* de drainage : présence de matériaux pouvant provenir du drain ou des filtres ;
- *l'état du terrain* en aval du barrage : résurgences ;
- *l'état des évacuateurs* : absence de matériaux obstruant le coursier ;
- *le comportement des versants de la cuvette*, en particulier après les vidanges rapides de la retenue.

Lors de ces visites périodiques, les organes mobiles sont manœuvrés, et la bonne exécution des mesures par l'agent responsable est vérifiée. Un compte rendu détaillé de la

visite, comportant s'il y a lieu des recommandations est rédigé. Une copie en est adressée au service de contrôle qui le retourne au propriétaire accompagné d'éventuelles observations.

L'AUSCULTATION

Les mesures simples, comme indiqué en page 164 *(L"inspection visuelle)* sont effectuées par le personnel de l'exploitant (ou du propriétaire), à l'occasion des visites systématiques régulières (tous les mois si $H^2\sqrt{V} > 50$; tous les deux mois sinon ; fréquence renforcée lors de la première mise en eau).

Les mesures topographiques éventuellement nécessaires sont effectuées à la demande du propriétaire par un cabinet spécialisé. Aucune intervention n'est recommandée pour $H^2\sqrt{V} < 50$.

Lorsque $H^2\sqrt{V}$ est compris entre 50 et 200, une campagne annuelle est recommandée (nivellement uniquement). Lorsque $H^2\sqrt{V}$ est supérieur à 200, une campagne annuelle est recommandée avec nivellement et planimétrie. Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique, deux campagnes complètes par an sont demandées, dont l'une retenue haute et l'autre retenue basse. Enfin, pour un barrage ancien non équipé et n'intéressant pas la sécurité publique, il n'est en général pas utile de procéder à des mesures topographiques, sauf en cas de crainte particulière.

RAPPORTS D'AUSCULTATION

Le propriétaire (ou l'exploitant) de l'ouvrage établit avec l'aide éventuelle de spécialistes, un rapport rappelant :
- les principaux faits d'exploitation ;
- les incidents constatés ;
- les travaux d'entretien effectués ;
- le report sur graphique interannuel des mesures d'auscultation et un commentaire sur les évolutions ;
- les visites effectuées.

Dans le cas des barrages intéressant la sécurité publique, il sera procédé tous les deux ans à une analyse statistique des mesures.

Ce rapport sera adressé au Service chargé du Contrôle. Il est rédigé avec la même périodicité que les visites techniques, c'est-à-dire entre une fois par an et une fois tous les cinq ans *(voir Visites techniques, p. 165)*.

Visites du service du contrôle

Les visites annuelles et décennales décrites ci-après sont obligatoires pour tous les barrages intéressant la sécurité publique. Le service du contrôle peut prendre l'initiative de visite sur d'autres barrages lorsqu'il l'estime utile, à une périodicité qui peut être différente.

La visite du propriétaire et la visite éventuelle du service de contrôle seront si possible réalisées conjointement.

Visites annuelles

Cette visite est effectuée à l'initiative du Service du Contrôle en présence du maître d'ouvrage et de l'exploitant.

Y participe, en outre, le service technique du maître d'ouvrage, s'il en existe un, ou à défaut le bureau d'études Conseil.

Cette visite comprend :
- un examen visuel de l'ouvrage ;
- le contrôle du bon fonctionnement et du bon entretien des ouvrages d'évacuation des crues et de vidange de fond, ainsi que des dispositifs d'auscultation ;
- le contrôle de l'exécution des demandes formulées lors de la visite précédente.

Un procès-verbal sera établi par le Service du Contrôle qui décrira l'état de l'ouvrage et consignera les éventuelles actions à entreprendre. Ce procès-verbal sera notifié au maître d'ouvrage.

Visites décennales

Pour les barrages intéressant la sécurité publique, le service du contrôle organise une visite dite « décennale », la première ayant lieu cinq ans après la mise en eau, les suivantes se succédant tous les dix ans. Cette visite a lieu en principe après abaissement complet de la retenue. Cet abaissement doit être préparé suffisamment à l'avance compte tenu des intérêts en jeu pour la maintenance de l'alimentation en eau et pour la qualité du milieu à l'aval.

Pour les barrages n'intéressant pas la sécurité publique, à l'initiative du service du contrôle, des visites particulières pourront être effectuées, par exemple à l'occasion d'une vidange complète de la retenue ou d'un abaissement exceptionnel.

Entretien des ouvrages

La pérennité et la garantie du bon fonctionnement des ouvrages nécessitent qu'un minimum d'entretien soit effectué. En effet, les ouvrages réagissent aux sollicitations auxquelles ils sont soumis : poussée de l'eau, variations thermiques, tassements, action du gel et des eaux agressives...

En un mot, les ouvrages vieillissent au fil des années.

Le propriétaire devra établir ou faire établir, un manuel d'entretien qui définira la nature des interventions et leur périodicité.

Les actions concernent les domaines suivants :
- entretien des accès aux différentes parties de l'ouvrage ;
- enlèvement de la végétation arbustive sur les parements, caniveaux, exutoires de drains, et sur une bande de 20 mètres à l'aval des barrages en remblai ;
- entretien de l'évacuateur de crues (rejointoiement de maçonneries, enlèvement des arbres ou branches, des éboulements...) ;
- entretien et vérification du fonctionnement des dispositifs d'auscultation (drains, piézomètres, pendules...) ;
- entretien et essai de fonctionnement des ouvrages d'évacuation des crues et de vidange de fond.

Si des travaux modificatifs sont envisagés, ils devront nécessairement faire l'objet d'une étude technique préalable à soumettre au service du contrôle (par exemple, surélévation du barrage).

Conclusion

Documents historiques

Le dossier technique de l'ouvrage doit être constitué par le propriétaire une fois pour toutes, et être aussi fidèle que possible à la réalité.

Le dossier doit, par ailleurs, être stocké en lieu sûr et rester accessible en toute circonstance.

Il est non seulement nécessaire pour une bonne analyse du comportement, mais indispensable en cas d'événement imprévu.

Surveillance des ouvrages

Elle est obligatoire pour ceux qui intéressent la sécurité publique.

Elle est indispensable pour tous les autres et économiquement rentable car elle permet l'établissement d'un programme d'entretien régulier :
- assurant la pérennité de l'ouvrage ;
- évitant les gros travaux de remise en état inévitables après une longue période de dégradation lente et irréversible.

La surveillance doit être organisée par le maître d'ouvrage autour d'une consigne claire, simple et permettre un suivi aisé du comportement de l'ouvrage.

Formation - Sensibilisation

La qualité des observations visuelles et donc la sécurité des ouvrages passent par une motivation suffisante et une formation technique minimale du personnel intervenant.

Concernant les ouvrages neufs

Outre le dossier conforme à exécution des ouvrages, il importe que soit établi le rapport de première mise en eau.

D'autre part, la conception des ouvrages doit être effectuée de manière à faciliter les opérations d'entretien et les visites de surveillance.

Bibliographie

1 - Circulaire interministérielle du 14 août 1970.

2 - *La surveillance et l'entretien des petits barrages - guide pratique*, 1994, Cemagref Aix-en-Provence, 87 p.

3 - *Sécurité des barrages en service*, session de formation continue ENGREF, Montpellier, mai 1993, Édition ENGREF-CEMAGREF, 250 p.

CHAPITRE VIII

Conclusion

par Gérard DEGOUTTE

Les petits barrages présentent un grand nombre de spécificités à tous les stades : études préalables, conception, réalisation, suivi ultérieur. Si l'on voulait être rigoureux, il faudrait distinguer deux types de spécificités :

- les spécificités techniques : par exemple, l'absence de galerie de visite pour les petits barrages en terre ou en béton, ou la technique de recreusement du drain vertical mince d'un petit barrage en terre ;
- les spécificités statistiques : par exemple, le fait que les petits barrages soient la propriété d'un maître d'ouvrage peu spécialisé ou bien le fait qu'ils barrent des petits bassins versants en général.

Sans faire cette distinction, voici le rappel des principales spécificités des petits barrages, listées en fonction du moment où l'on se situe.

LES ÉTUDES GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES

Le coût des études préalables n'étant pas complètement proportionnel à la taille de l'ouvrage, il n'est pas toujours possible d'engager toutes les études géologiques souhaitables pour les petits barrages. Il peut alors être préférable d'abandonner des sites modestes alors que, pour de grands barrages, on pourrait prendre les moyens de lever l'indétermination.

Dans les cas simples au contraire, il pourra s'avérer intéressant et économique de regrouper plusieurs formes de reconnaissance en une seule : par exemple, il est classique de déplacer une pelle hydraulique une seule fois dans le cas d'un petit barrage ne présentant pas de difficulté géologique ou géotechnique.

Connaissance des crues

L'absence assez fréquente de stations de mesure sur les petits thalwegs augmente l'indétermination sur la connaissance des débits de crue. Il faut alors tenir compte de cette incertitude dans le choix de la crue de projet. De plus, cette indétermination conduira le concepteur à préférer certains partis techniques :

- un déversoir de crue à surface libre, car le gain de capacité est supérieur à celui d'un évacuateur en charge, lorsque le plan d'eau s'élève au-dessus des plus hautes eaux ;
- un déversoir de grande longueur, car cela diminue l'impact de cette indétermination sur la stabilité d'un petit barrage poids.

Conception des barrages en terre

La technique du drain vertical obtenu en recreusant le remblai à la pelle hydraulique s'impose dans le cas des petits barrages ; au contraire, pour les grands barrages, le drain est mis en place couche par couche comme les autres matériaux.

Les ouvrages de vidange sont très généralement des tuyaux préfabriqués assemblés sur le site et non pas des ouvrages en béton armé coffré.

Compte tenu de sa facilité de mise en œuvre, la solution du barrage homogène est classiquement utilisée pour les plus petits des barrages concernés par ce manuel, même si elle conduit à des volumes un peu supérieurs. Elle devient rare pour des barrages de hauteur supérieur à 30 mètres, car l'optimisation du projet conduit souvent à utiliser des matériaux de caractéristiques différentes en noyau et en recharge. On privilégie donc la simplicité du profil pour les petits ouvrages, et la performance des différents matériaux pour les moyens ou grands ouvrages : sols argileux pour la fonction étanchéité et sols grossiers pour la fonction stabilisatrice de la recharge.

Conception des barrages en béton

Les petits barrages en béton ne comportent généralement pas de galerie, la limite en hauteur étant de l'ordre de 15 mètres pour le béton conventionnel et de l'ordre de 20 à 25 mètres pour le BCR.

Les petits barrages en béton sont rarement drainés dans la masse.

Il est admissible de construire un très petit barrage en béton sur fondation meuble, moyennant quelques précautions.

Conception de l'évacuateur de crues

Un évacuateur de surface déversant sur une grande longueur est préféré pour faciliter le passage des corps flottants.

L'évacuateur ne comporte pas, si possible, de parties mobiles afin de diminuer les risques de panne et les conséquences d'un défaut d'entretien : les petits ouvrages n'ont jamais de gardiens.

Suivi de l'ouvrage

On préfère des appareils d'auscultation robustes et de lecture simple. Le rythme de lecture des appareils et celui des visites approfondies doivent être adapté à la taille de l'ouvrage.

Toutes ces dispositions répondent à deux impératifs jamais dissociés : l'économie et la sécurité.

En conclusion, un petit barrage doit rester un ouvrage de conception simple, de réalisation simple, d'entretien simple. Mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité : on ne supprimera pas, par exemple, le filtre autour d'un drain en matériau grossier pour un argument de simplicité !

Malheureusement, pour le concepteur de petit barrage, simplicité ne veut pas dire facilité ! Il est plutôt plus difficile de concevoir un petit barrage qu'un grand, car les moyens d'investigation - en particulier - ne sont pas à l'échelle.

Espérons que ce manuel facilitera le dialogue entre maîtres d'ouvrage, administration, entrepreneurs, bureaux d'étude et aidera à concilier simplicité et sécurité.

Coordonnées des membres du groupe de travail et du comité de lecture

Emmanuel	ALONSO	Cemagref - Groupement de Bordeaux	50, avenue de Verdun - BP 3 33611 GAZINET Cedex
Jean-Pierre	BECUE	SAFEGE, Ingénieurs conseils	Parc de l'Ile, 15-27 rue du Port BP 727 - 92007 NANTERRE Cedex
Henri	BEUFFE	Cemagref - Groupement de Bordeaux	50, avenue de Verdun - BP 3 33611 GAZINET Cedex
Denis	BISTER	EDF - DTG	37, rue Diderot - BP 4 38040 GRENOBLE
Gérard	BOLLE	Expert	15, rue Plélo, 75015 PARIS
Jean-Luc	BRODIN	Compagnie d'Aménagement des Côteaux de Gascogne (CACG)	Chemin de l'Alette - BP 449 65001 TARBES
Patrice	BRUNEL	Compagnie d'Aménagement Rural d'Aquitaine (CARA)	48, rue Raymond Poincaré - BP 86 33492 LE BOUSCAT Cedex
Alain	CASSARD	DDAF du Bas-Rhin	Subdivision d'Erstein 2, rue du Couvent - BP 62 67150 ERSTEIN Cedex
Bernard	COUTURIER	Compagnie d'Aménagement de la Région Bas-Rhône et du Languedoc (BRL)	1 105, avenue P. Mendès-France BP 4001 30001 NIMES Cedex
Gérard	DEGOUTTE	ENGREF	19, avenue du Maine 75732 PARIS Cedex 15
Michel	DORE	MECASOL - Ingénieurs Conseils	43, rue de la Grosse Pierre - SILIC 443 94593 RUNGIS Cedex
Paul	DUPEUBLE	BACHY	14, Orée de Marly 78590 NOISY-LE-ROY
Alain	DUTARTRE	Cemagref - Groupement de Bordeaux	50, avenue de Verdun - BP 3 33611 GAZINET Cedex
Alain	EMERIAU	DDAF du Lot-et-Garonne	Cité administrative 47921 AGEN Cedex
Max	GIRARD	SOMIVAL	46, boulevard Pasteur - BP 28 63001 CLERMONT-FERRAND Cedex
André	GOUBET	Président du CFGB	97, rue de Grenelle 75333 PARIS Cedex 07
Alain	GREGOIRE	EDF-CNEH	Savoie Technolac 73373 LE BOURGET DU LAC Cedex
Pierre	HABIB	Ancien président de la Société Internationale de Mécanique des Roches	École Polytechnique 91128 PALAISEAU
Antoine	HETIER	Compagnie d'Aménagement des Côteaux de Gascogne (CACG)	Chemin de l'Alette - BP 449 65001 TARBES
François	LACROIX	Cemagref - Direction Générale Département Équipement pour l'Eau et l'Environnement	Parc de Tourvoie - BP 44 92163 ANTONY Cedex
Michel	LAFFORGUE	AQUA TECHNIQUE	Parc de l'Ile, 15-27, rue du Port BP 727, 92007 NANTERRE Cedex

Danièle	LAUTRIN	Cemagref - Groupement de Bordeaux	50, avenue de Verdun - BP 3 3611 GAZINET Cedex
Jacques	LAVABRE	Cemagref Groupement d'Aix-en-Provence	Le Tholonet - BP 31 13612 AIX-EN-PROVENCE Cedex 1
Patrick	LE DELLIOU	Bureau d'Étude Technique et de Contrôle des Grands Barrages (BETCGB)	15, rue des Colibris 38030 GRENOBLE Cedex 2
Jean	LEFEBVRE	Ingénieur Conseil	850, rue Paul Arène 84120 PERTUIS
François	LEMPERIERE	GTM Entreprise	01, avenue Jules Quentin - BP 326 92000 NANTERRE
Michel	LINO	I.S.L. - Bureau d'ingénieurs conseils	75, boulevard Mac Donald 75019 PARIS
Pierre	LONDE	Président Honoraire de la Commission Internationale des Grands Barrages	5, rue Henri Regnault 92210 SAINT-CLOUD
Pierre	MALIVERNEY	EDF - Division Génie Civil	Immeuble Delalande 1 632, rue Henri Regnault 92068 PARIS LA DEFENSE Cedex 48
Philippe	MARTIN	Compagnie d'Aménagement des Côteaux de Gascogne (CACG)	Chemin de l'Alette - BP 449 65001 TARBES
Georges	MICHEL	Société du Canal de Provence (SCP)	Le Tholonet - BP 100 13603 AIX-EN-PROVENCE
Paul	ROYET	Cemagref Groupement d'Aix-en-Provence	Le Tholonet - BP 31 13612 AIX-EN-PROVENCE Cedex1
Yves	SOUCHON	Cemagref - Groupement de Lyon	3 bis, quai Chauveau - CP 220 69336 LYON Cedex 09
Jean	TEYSSIEUX	COYNE & BELIER, Bureau d'ingénieurs conseils	Parc des Barbanniers 9, allée des Barbanniers 92632 GENEVILLIERS Cedex
Georges	TRATAPEL	Compagnie Nationale du Rhône (CNR)	2, rue André Bonin 69316 LYON Cedex 04
Sylvie	VALENTIN	Cemagref - Groupement de Lyon	3 bis, quai Chauveau - CP 220 69336 LYON Cedex 09
Philippe	VINCENT	EDF - Service de la production hydraulique	18, avenue Raymond Poincaré BP 422 - 19311 BRIVE Cedex

Impression JOUVE, 18 rue Saint-Denis, 75001 PARIS
Dépôt légal : février 1997 - N° 242717L

Cet ouvrage de synthèse traite de toutes les étapes de la conception et de la vie d'un petit barrage, ainsi que des impacts sur la qualité de l'eau.

Réalisé sous l'égide du Comité Français des Grands Barrages, il bénéficie de l'expérience riche d'un grand nombre d'organismes diversement impliqués dans les aspects de la construction, de la gestion, des impacts, de la recherche.

Les barrages concernés sont ceux dont la hauteur est comprise entre 5 et 25 mètres. Cet ouvrage donne corps à une démarche où le petit barrage est traité en respectant les conditions de sécurité tout en n'étant pas assimilé à un petit grand barrage.

Illustré de photos, de figures et de nombreux tableaux facilitant les divers choix, ce manuel est de première utilité pour l'aide à la décision et la mise en application.

110 F

ISBN 2-85362-448-X