



HAL
open science

Vieillessement et réhabilitation des petits barrages en terre

D. Lautrin

► **To cite this version:**

D. Lautrin. Vieillessement et réhabilitation des petits barrages en terre. Cemagref Editions, pp.237, 2003, 2-85362-597-4. hal-02581275

HAL Id: hal-02581275

<https://hal.inrae.fr/hal-02581275v1>

Submitted on 21 Jul 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.

VIEILLISSEMENT ET RÉHABILITATION DES PETITS BARRAGES EN TERRE

Danielle Lautrin

PUB 00011374



CEMA EEE 35

Cemagref
EDITIONS

CEMAGREF
DOCUMENTATION
CLERMONT-FERRAND

**VIEILLISSEMENT
ET RÉHABILITATION DES PETITS
BARRAGES EN TERRE**

Danielle Lautrin

PHOTOGRAPHIE DE COUVERTURE : **Barrage de Riconne.**

Nous remercions la Direction Départementale de l'Agriculture des Eaux et des Forêts de Lot-et-Garonne qui nous a autorisé à reproduire cette photographie.

PHOTOGRAPHIES : 1, 2, 3 : DDAF de Lot-et-Garonne
50 : Chambre d'Agriculture de la Haute-Garonne
4 à 49 et 51 de l'auteur.

Viellissement et réhabilitation des petits barrages en terre. *Danielle Laurin.* © Cemagref Éditions 2002, tous droits réservés. ISBN 2-85362-597-4. Dépôt légal 1er trimestre 2003. Édition Maurice Merlin, infographie Françoise Peyrigger. Impression JOUVE. Vente par correspondance PUBLI-TRANS ZI Marinière 2, rue Désir Prévost, 91080 Bondoufle; tél.: 01 69 10 85 85. Diffusion aux libraires TEC et DOC, 14 rue de Provigny, 94236 Cachan, cedex; tél.: 01 47 40 67 00.

Remerciements

L'auteur exprime ses plus vifs remerciements à Monsieur Yves LE GAT du CEMAGREF Groupement de Bordeaux pour l'aide apportée dans la gestion et le traitement informatique des données, ainsi qu'à Monsieur Jacques BONNET du CEMAGREF Groupement de Bordeaux pour l'exécution claire et précise des dessins illustrant le texte.

L'auteur remercie également Messieurs :

Patrice MERIAUX du CEMAGREF Groupement d'Aix en Provence,

Paul ROYET du CEMAGREF Groupement d'Aix en Provence,

Daniel POULAIN du CEMAGREF Groupement de Bordeaux,

Alain EMERIAU de la MISE de l'Aveyron,

pour l'intérêt qu'ils ont témoigné à ce travail en acceptant d'en faire une lecture critique et constructive.

Résumé

Le vieillissement des barrages en remblai et leur réhabilitation sont examinés sous les aspects techniques et économiques au travers d'une population de 215 barrages construits dans le Sud-Ouest de la France.

Il apparaît que le vieillissement des ouvrages est lié aux options constructives qui tendent à réduire le coût de la construction au mépris des règles de l'art, ainsi qu'à l'absence de suivi et d'entretien ne permettant pas de déceler les dérives de comportement en temps utile. Ce document explique les mécanismes du vieillissement notamment ceux qui touchent à la pathologie interne et aborde les aspects préventifs et confortatifs des différents types de désordre.

L'ouvrage s'adresse aux bureaux d'études, aux maîtres d'œuvre publics ou privés et aux maîtres d'ouvrages qui y trouveront quelques arguments de discussion avec les bureaux d'études et les entreprises pour réhabiliter un barrage déficient.

Abstract

The ageing and rehabilitation of embankment dams was examined from the technical and economic points of view on the basis of a population of 215 dams built in the South-West of France.

It appears that the ageing of these structures is linked with choices made during construction to neglect good practice in order to reduce construction costs, as well as with the absence of monitoring and maintenance leading to a failure to detect behavioural problems in good time. This document explains the mechanisms of ageing, and notably those related to internal pathologies, and touches on the questions of prevention and reinforcement of the various types of defect.

This work is intended for civil engineering offices, public and private works engineers and clients and provides some arguments for use in their discussions with design offices and engineering companies when it comes to rehabilitating deficient dams.

Mots clés : barrage en terre, vieillissement, pathologie, confortement

Key words : embankment dam, ageing, pathology, reinforcement.

Sommaire

Avant propos	9
Chapitre 1 – Données générales	11
1.1– LES AMENAGEMENTS HYDRAULIQUES DU BASSIN ADOUR-GARONNE	13
1.2 – SELECTION DES BARRAGES ENQUETES	14
Chapitre 2 – Présentation des ouvrages sélectionnés	15
2.1 – PRÉSENTATION GÉNÉRALE	17
2.2 – MAITRES D'OUVRAGES – MAITRES D'ŒUVRE	19
2.3 – LE CONTEXTE GEOLOGIQUE DES AMENAGEMENTS	21
2.4 – LES ETUDES PREALABLES	21
2.5 – LA CONCEPTION DES REMBLAIS	23
2.5.1 – DESCRIPTION GENERALE, CHOIX DES PENTES	23
2.5.2 – DISPOSITIONS PRISES EN FONDATION	23
2.5.3 – DISPOSITIONS PRISES POUR LE DRAINAGE DES REMBLAIS	26
2.5.3.1 – Le rôle du drain	26
2.5.3.2 – Les choix techniques	27
2.5.3.3 – Les dimensions retenues	30
1) Cas du tapis drainant	30
2) Cas du drain vertical	30
2.5.3.4 – Le cas particulier du drain cheminée en géosynthétique	36
2.5.3.5 – Evolution du drainage au cours des trois dernières décennies	38
2.5.4 – DISPOSITIONS PRISES POUR LA PROTECTION DE LA CRETE ET DES TALUS	40
2.5.4.1 – Les options en crête	40
1) Le dimensionnement de la crête	40
2) Les différents types de protection	41
2.5.4.2 – La protection du talus amont	42
1) Les types de revêtement	42
2) Le dimensionnement du riprap	44
3) Les matériaux utilisés	45
2.5.4.3 – La protection du talus aval	46
2.6 – LES OUVRAGES ANNEXES. LES CHOIX TECHNIQUES	46
2.6.1 – LES VIDANGES DE FOND	46
2.6.2 – LES EVACUATEURS DE CRUES	48
2.7 – SYNTHÈSE ET PROFILS TYPES DES OUVRAGES	56
2.8 – COUTS COMPARES DES BARRAGES ET DE LEURS COMPOSANTS	59
2.8.1 – COUT GLOBAL DES OUVRAGES	59
2.8.2 – REPARTITION DES COUTS A LA CONSTRUCTION	60
2.8.3 – PRIX DE DETAIL	61
Chapitre 3 – Vieillesse des barrages et mesures de prévention ou de réhabilitation	77
VIELLISSEMENT DE SURFACE	
3.1 – LES INDICES	79

3.2 – LA FISSURATION DE LA CRETE ET DES PAREMENTS	79
3.2.1 – LE CONSTAT	80
3.2.2 – LE ROLE DES REVETEMENTS DE SURFACE	81
3.2.3 – PREVENTION ET REHABILITATION	82
3.3 – LE RAVINEMENT DES PENTES	82
3.3.1 – LE CONSTAT	82
3.3.2 – PREVENTION ET REHABILITATION	83
3.4 – BATILLAGE ET DEGRADATION DU TALUS AMONT	84
3.4.1 – LE CONSTAT	84
3.4.2 – L'IMPORTANCE DU REVETEMENT SUR LE PHENOMENE DE BATILLAGE	84
3.4.2.1 – Le comportement des talus renforcés par un riprap	85
1) Le sous-dimensionnement du riprap	86
2) La ségrégation	87
3) L'altération	87
3.4.2.2 – Le comportement des talus enherbés	88
1) Le rôle de l'orientation du talus par rapport aux vents	88
2) L'incidence de la faible compacité des sols	91
3.4.3 – PREVENTION ET REHABILITATION DES TALUS	91
3.5 – LES DEGRADATIONS ANIMALES	96
3.5.1 – COMMENT SE PROTEGER PREVENTIVEMENT	97
3.5.2 – LA REMISE EN ETAT DES OUVRAGES	98
3.6 – LES AGRESSIONS DUES A LA VEGETATION	99
3.6.1 – ETAT DES LIEUX	100
3.6.2 – LE BILAN DE L'ENQUETE	102
3.6.3 – QUELLES SONT LES RAISONS DU MANQUE D'ENTRETIEN DES BARRAGES DE PETITE DIMENSION ?	104
1) L'absence de budget prévisionnel d'entretien	104
2) Un souci économique	104
3) Des mésententes entre adhérents	104
4) Des raisons techniques	104
3.6.4 – LES SUGGESTIONS	105
1) Penser «entretien» dès le stade du projet.	105
2) Mettre en place un budget d'exploitation incluant l'entretien annuel comme indiqué ci-dessus.	106
3) Faucher régulièrement et au minimum une fois par an le barrage et ses abords.	106
3.7 – L'ENTRETIEN DES SORTIES DE DRAIN	107
3.7.1 – LE CONSTAT	107
3.7.2 – LES DISPOSITIONS A PRENDRE POUR REHABILITER LES SORTIES DE DRAIN ET LES PUITES	111
3.7.3 – ENSEIGNEMENTS A TIRER POUR LA CONCEPTION DU DRAINAGE DES OUVRAGES A VENIR	112
1) Il y a des pratiques de construction à abandonner et des erreurs à éviter	112
2) Il y a des dispositifs à privilégier	112
3.7.4 – LES PROPOSITIONS TECHNIQUES	114
3.8 – LE VIEILLISSEMENT DES EVACUATEURS DE CRUES	119

3.8.1 – LE CONSTAT EN QUELQUES CHIFFRES	119
3.8.1.1 – La fissuration des bétons	120
3.8.1.2 – L'érosion des parties en terre	121
3.8.2 – LE PROBLEME DE LA REHAUSSE DES SEUILS DEVERSANTS	123
<i>VIELLISSEMENT INTERNE</i>	
3.9 – INVENTAIRE DES DESORDRES ET DES ACCIDENTS	125
3.10 – TASSEMENT DIFFERENTIEL ET DEFORMATION DES OUVRAGES	125
3.11 – LE ROLE DE L'EAU	127
3.12 – LES PRESSIONS INTERSTITIELLES DE CONSTRUCTION	127
3.12.1 – LE CONSTAT	127
3.12.2 – LE MECANISME DE DEVELOPPEMENT DES PRESSIONS INTERSTITIELLES DE CONSTRUCTION DANS UN REMBLAI	128
3.12.3 – TASSEMENT ET CONSOLIDATION DES SOLS DE FONDATION	130
3.12.4 – PREVENTION ET REHABILITATION DES OUVRAGES	133
1 – La reconnaissance préalable des sols et des milieux sensibles	133
2 – La purge des fondations molles	134
3 – Le contrôle de la teneur en eau des sols au compactage	134
4 – Le drainage	138
5 – Une vitesse de construction maîtrisée	138
6 – Les remblais contre-poids et l'adoucissement des pentes	139
7 – La gestion prudente des ouvrages	139
8 – La reconstruction	140
3.13 – LES PRESSIONS INTERSTITIELLES DANS LES BARRAGES EN SERVICE	140
3.13.1 – LE CONSTAT	140
3.13.2 – LES PRESSIONS INTERSTITIELLES DANS LE REMBLAI	142
3.13.2.1 – Le mécanisme de développement	142
3.13.2.2 – Le rôle du drain	145
3.13.2.3 – L'anisotropie de perméabilité du remblai	148
3.13.2.4 – La perte de la fonction drainante	150
3.13.2.5 – Les résultats de l'enquête	150
3.13.3 – LES SOUS-PRESSIONS EN FONDATION	156
3.13.3.1 – Le mécanisme de la sous-pression	156
3.13.3.2 – Les résultats des observations de terrain	159
3.13.4 – COMMENT PEUT-ON DETECTER LA PRESENCE DE PRESSIONS INTERSTITIELLES DANGEREUSES DANS LE REMBLAI OU LA FONDATION D'UN BARRAGE EN EXPLOITATION ?	163
3.13.5 – PREVENTION DES SURPRESSIONS DANS LE REMBLAI ET LA FONDATION. REHABILITATION DES OUVRAGES	164
1 – Reconnaître le risque de sous-pression en fondation	166
2 – Respecter les règles de l'art en matière de construction du remblai	166
3 – Recharger l'aval du barrage	167
4 – Rabattre la nappe du remblai	170
5 – Ramener le potentiel à zéro au pied aval	171
6 – Remettre en état et entretenir les sorties du drain	175
7 – Supprimer les percolations	175
8 – Réparer la cause des désordres	176

3.14 – L'EROSION INTERNE	177
3.14.1 – LE CONSTAT	177
3.14.2 – LE MECANISME DE L'EROSION INTERNE	177
1 – L'arrachement de matière	177
2 – Le transport	179
3.14.3 – GRADIENT HYDRAULIQUE ET VITESSE CRITIQUE DE PERCOLATION	180
3.14.4 – LES PRINCIPAUX TYPES D'EROSION INTERNE. EXEMPLES D'ACCIDENTS	182
3.14.4.1– Le renard	182
1 – L'erreur de conception	182
2 – Des négligences de chantier	184
3 – Une cause accidentelle	186
3.14.4.2 – La suffusion	193
1 – La suffusion interne	193
2 – La suffusion externe	194
3.14.5 – LES METHODES DE DETECTION D'UN PHENOMENE D'EROSION INTERNE	196
3.14.5.1 – L'inspection visuelle	196
3.14.5.2 – Les méthodes géophysiques	198
1 – La méthode de thermométrie profonde	198
2 – L'électrofiltration	199
3 – Les traçages	200
3.14.6 – PREVENTION DE L'EROSION INTERNE ET REHABILITATION DES OUVRAGES	201
1 – Respecter les règles de l'art en matière de construction	201
2 – Allonger les percolations en fondation	203
3 – Empêcher le déplacement des sols par des filtres	205
4 – Rabattre la nappe à l'aval	206
5 – Supprimer les percolations	207
6 – Réparer les ouvrages endommagés	207
Chapitre 4 – Bilan et recommandations	211
4.1 – LE BILAN DE 40 ANNEES DE CONSTRUCTION ET D'EXPLOITATION DE BARRAGES DANS LE SUD-OUEST DE LA FRANCE	216
4.2 – LES RECOMMANDATIONS A L'ISSUE DE L'ENQUETE	215
1) La reconnaissance du site préalablement à la construction est indispensable.	219
2) Les matériaux doivent être « compactés ».	220
3) Le drainage d'un barrage est indispensable.	221
4) Chaque ouvrage doit être entretenu et surveillé.	222
Chapitre 5 – Conclusion générale	225
Bibliographie	227
ANNEXE 1 – PRINCIPAUX SYMBOLES UTILISES DANS LE TEXTE	231
ANNEXE 2 – BARRAGES EN TERRE	
Répartition des effectifs	233
Répartition des ressources en eau	233
ANNEXE 3 – Principaux barrages en terre du bassin Adour-Garonne	235

Avant propos

Ce document est le deuxième volet d'une enquête consacrée aux petits barrages¹ dans le Sud-Ouest de la France.

La première étude, réalisée en 1997 dans le département du Gers « *Vieillessement et pathologie des barrages en remblai dans le Gers*» (Lautrin D., 1997), avait montré que les barrages de moins de 20 m souffraient, dans l'ensemble, d'un vieillissement prématuré.

Les symptômes décrits étaient-ils vraiment représentatifs du comportement de la population des petits barrages dans le Sud-Ouest de la France, ou étaient-ils seulement le reflet d'une situation locale particulière ?

Cette question a conduit le Cemagref à élargir les recherches à cinq autres départements du bassin Adour-Garonne. L'enquête porte désormais sur 215 ouvrages de 3 m à 19,5 m de hauteur. Nous en rapportons ici les principaux enseignements sans aucun esprit polémique. Il ne s'agit pas de comparer les performances des uns et des autres, ni de condamner les choix de certains. Nous savons trop bien que l'aspect économique a souvent conduit les projeteurs à faire des choix hasardeux qui ont accéléré le vieillissement des ouvrages que l'on observe aujourd'hui. Il s'agit, plus simplement, sur une base argumentaire relativement exhaustive, de faire le point sur l'état des petits barrages dans le Sud-Ouest de la France et d'en tirer des enseignements.

Nous remercions les services publics et les maîtres d'œuvre qui nous ont permis de réunir la documentation technique nécessaire à cette enquête, ainsi que les maîtres d'ouvrages ou les concessionnaires pour leur excellent accueil sur le terrain sans lequel ce travail n'aurait pas pu être réalisé.

Le premier chapitre de cet ouvrage sera consacré à une présentation générale des aménagements hydrauliques dans le Sud-Ouest de la France.

Le deuxième décrira les barrages servant de support à l'enquête d'un point de vue technique. On y découvrira toute la diversité des options retenues par les maîtres d'œuvre. Les «spécificités locales» qui tiennent aux hommes et aux habitudes acquises au fil des années, autant qu'à des choix objectifs en fonction de la taille de l'ouvrage à construire et du risque à l'aval, n'échapperont pas au lecteur.

Les problèmes de vieillissement seront abordés dans le chapitre trois. Chacun y trouvera un écho à ses préoccupations tant les barrages décrits posent une grande diversité de questions. Nous essayerons tout au long de ce chapitre d'expliquer la cause des désordres. Si elle est très simple

¹ Barrages relevant du Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement.

à comprendre pour les pathologies de surface, nous verrons que c'est plus délicat pour celles qui touchent au comportement interne des remblais et des fondations. Les mécanismes de vieillissement interne seront expliqués car il faut être capable de relier chaque pathologie à ses causes pour pouvoir réhabiliter les ouvrages durablement.

Ce document n'abordera pas les calculs hydrauliques et hydrologiques concernant le dimensionnement des évacuateurs de crues, il décrira seulement le vieillissement des structures qui peut conduire à des dysfonctionnements graves des ouvrages.

Le dernier chapitre sera consacré à la synthèse des observations et aux enseignements à tirer pour construire des barrages performants ou pour réhabiliter les ouvrages existants.

Ce document s'adresse aux maîtres d'ouvrages et aux maîtres d'œuvre publics ou privés ainsi qu'aux bureaux d'études, aux entreprises et plus généralement à toute personne participant à l'aménagement et au contrôle des barrages, en souhaitant qu'il réponde à leurs préoccupations.

CHAPITRE 1

Données générales

1.1- LES AMÉNAGEMENTS HYDRAULIQUES DU BASSIN ADOUR-GARONNE

Au delà des grands réservoirs de GIMONE (Gers), PUYDARRIEU (Hautes-Pyrénées, Gers), LESCOUROUX (Lot-et-Garonne), MONTBEL (Ariège), les aménagements hydrauliques du bassin Adour-Garonne destinés au soutien d'étiage et à l'irrigation comptent de nombreux ouvrages de petite et moyenne capacité. Plus de 6 000 barrages en terre ont été construits dans les départements de Gironde², Lot-et-Garonne², Tarn-et-Garonne², Haute-Garonne², Gers², Landes², Hautes-Pyrénées, Pyrénées-Atlantiques et Ariège au cours de ces 40 dernières années (voir les annexes 2 et 3).

94 % de ces ouvrages sont des retenues de faible capacité (moins de 100 000 m³) qui retiennent à eux seuls 114 hm³ d'eau. 337 hm³ de ressources supplémentaires sont stockés dans les 6 % d'ouvrages de capacité supérieure à 100 000 m³.

Parmi ceux-ci on a recensé 69 barrages de capacité égale ou supérieure à un million de mètres cubes dont 5 dépassent les 10 hm³. Les barrages les plus importants étant ceux de MONTBEL avec 60 hm³ et de la GIMONE avec 25 hm³.

Ces petits et moyens barrages de 3 à 36 m de hauteur, réalisés pour le compte d'institutions interdépartementales, d'associations syndicales autorisées, de syndicats de communes, ou de particuliers, représentent des équipements hydrauliques tout à fait complémentaires en relation avec la diversité des surfaces à irriguer et les possibilités d'aménagement.

Avec plus de 1 800 ouvrages parmi lesquels on compte 115 barrages de plus de 100 000 m³ dont 13 collectifs de capacité supérieure à 1 hm³, le Gers est le département qui a fait le plus d'efforts en matière de petite hydraulique. Les besoins en eau de l'agriculture, l'éloignement des grands réseaux hydrographiques et des conditions topographiques et géologiques particulièrement favorables à ce type d'aménagement, ont probablement contribué à cette forte expansion.

Le département du Tarn-et-Garonne se classe en second du point de vue du nombre des aménagements avec 1 694 retenues parmi lesquelles on compte 42 barrages de plus de 100 000 m³ dont 6 de plus de 1 hm³.

Le Lot-et-Garonne vient ensuite avec 1609 retenues dont 71 de plus de 100 000 m³ et 13 barrages de plus de 1 hm³.

² Département servant de support à l'enquête

Les Pyrénées Atlantiques, la Haute-Garonne, les Hautes-Pyrénées, les Landes et l'Ariège ne comptent que quelques centaines de barrages. Le département de la Gironde apparaît comme le département le plus pauvre en la matière avec 7 barrages de plus de 100 000 m³ de capacité et quelques dizaines de retenues de très petite dimension. Il est vrai que dans ce département la forêt et les vignobles forment l'essentiel du paysage et que l'agriculture classique, consommatrice d'eau, n'occupe qu'une partie du Bazadais et de l'Entre-Deux-Mers où se concentrent tous les barrages.

Si l'on considère non plus le nombre d'ouvrages mais la densité des aménagements, le département des Landes arrive parmi ceux de tête avec une surface équipée limitée au Marsan, au Tursan et à la Chalosse où l'on compte 53 barrages de plus de 100 000 m³ dont 11 stockent plus de 1 hm³. Ceci est d'autant plus remarquable que les conditions techniques de réalisation liées au sous-sol y sont, souvent, plus difficiles qu'ailleurs.

Au total, des milliers d'ouvrages ont été réalisés par des maîtres d'œuvre variés au cours des 40 dernières années. Aujourd'hui, les créations sont plus rares et il faut gérer essentiellement des barrages vieillissants.

C'est dans ce contexte que s'inscrit cet ouvrage sur le vieillissement et la réhabilitation des barrages en terre.

1.2 – SELECTION DES BARRAGES ENQUETES

Les ouvrages retenus comme support d'enquête dans les six départements du Sud-Ouest de la France indiqués précédemment, appartiennent à la population des barrages de plus de 100 000 m³ de capacité et de moins de 20 m de hauteur.

Ils ont été choisis par sélection aléatoire après un inventaire précis des populations³. 215 barrages ont été visités entre 1996 (Gers) et 1998-1999 (autres départements) ce qui représente 64 % de la population totale des barrages de plus de 100 000 m³ et de moins de 20 m de hauteur dans les départements étudiés et entre 50 et 80 % des effectifs de chaque département, 100 % en Gironde.

L'étude du vieillissement s'appuie sur un « diagnostic rapide » basé sur l'examen des documents existants (rapport d'étude et de chantier), les renseignements fournis par l'exploitant (observations, mesures, problèmes constatés et réparations effectuées) et sur la visite détaillée des barrages et de leurs abords. Toutes les données techniques concernant les ouvrages ont été mises en mémoire sur support informatique pour être traitées.

³ Le recensement des ouvrages a été réalisé dans chaque département par la Direction Départementale de l'Agriculture et de la Forêt (DDAF).

CHAPITRE 2

Présentation Des ouvrages sélectionnés

L'objectif de ce chapitre est d'acquérir une bonne connaissance des barrages avant d'aborder les domaines du vieillissement et de la pathologie.

2.1 - PRÉSENTATION GÉNÉRALE

Les caractéristiques générales de la population servant de base à l'enquête sont représentées par les figures de la page suivante.

Les histogrammes 1 et 2 montrent qu'il s'agit d'ouvrages appartenant à la petite et moyenne hydraulique.

Précisons quelques chiffres.

La hauteur des barrages enquêtés varie entre 3 m et 19,5 m et le volume stocké entre 100 000 m³ à 10 hm³. Les effectifs les plus nombreux concernent les barrages de 10 à 11 m de hauteur et les réservoirs de 100 000 m³.

La répartition des ouvrages en fonction du critère $H^2\sqrt{V}$ (H étant la hauteur du barrage au-dessus du terrain naturel en mètres et V le volume de la retenue en millions de m³) est donnée par la figure 3. Le nuage de points marque une forte densité de population au-dessous de la courbe $H^2\sqrt{V} = 100$ et notamment au-dessous de $H^2\sqrt{V} = 50$. 11 barrages ont une valeur de $H^2\sqrt{V}$ supérieure à 300.

L'histogramme des âges de la figure 4 montre, par ailleurs, que la plupart des barrages sélectionnés ont été construits après 1980 et ont moins de 20 ans.

Leur défaillance éventuelle ne peut donc être attribuée à des normes obsolètes ni à un matériel de chantier peu performant, en supposant que les barrages aient été construits selon les règles de l'art.

Le tableau 1 donne la répartition des barrages en fonction de $H^2\sqrt{V}$ et du département enquêté. On notera que c'est dans le Gers, la Gironde et les Landes que les petits barrages ($H^2\sqrt{V} < 50$) sont les plus nombreux. La population est plus équilibrée dans la Haute-Garonne et le Tarn-et-Garonne.

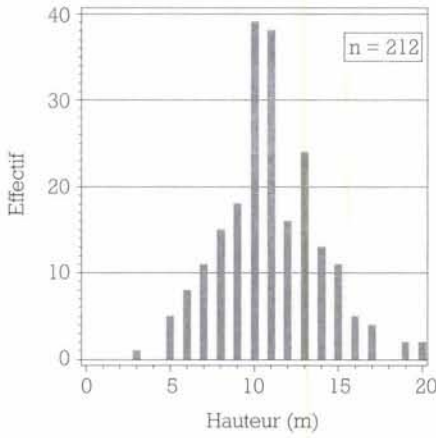


Figure 1 – Hauteur des ouvrages.

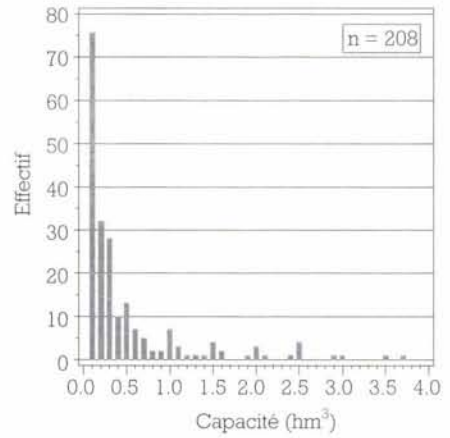


Figure 2 – Volume des retenues (population validée sauf ASTARAC 10 hm³ et LESCOUROUX 8 hm³).

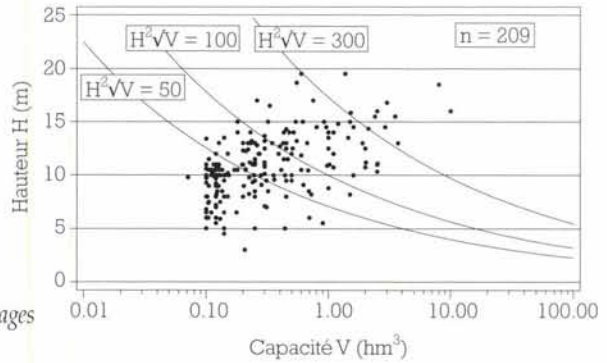


Figure 3 – Répartition des ouvrages en fonction de $H^2\sqrt{V}$.

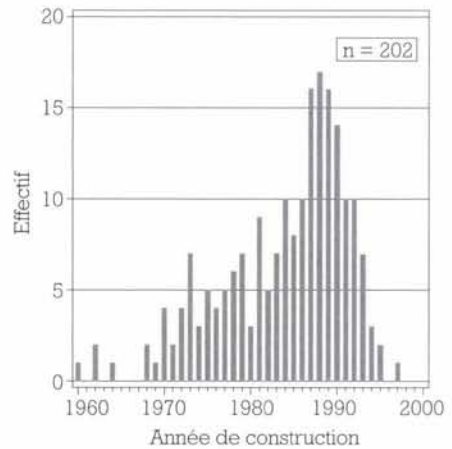


Figure 4 – Histogramme des âges (population validée sauf PERCHEDE 1925 et POUY ROUELAURE 1950).

Tableau 1 : Distribution de la population selon la taille des ouvrages et le département enquêté⁴.

	$H^2\sqrt{V} < 50$		$50 \leq H^2\sqrt{V} < 100$		$100 \leq H^2\sqrt{V} < 200$		$H^2\sqrt{V} \geq 200$		Inconnue		Total	
Gers	50	56 %	20	22 %	12	13 %	7	8 %	1	1 %	90	100%
Gironde	4	57 %	2	29 %	-		-		1	14 %	7	100%
Haute-Garonne	9	36 %	6	24 %	6	24 %	4	16 %	-		25	100%
Landes	15	54 %	5	18 %	4	14 %	3	11 %	1	3 %	28	100%
Lot-et-Garonne	16	42 %	11	29 %	6	16 %	4	11 %	1	2 %	38	100%
Tarn-et-Garonne	5	18 %	10	37 %	5	19 %	5	19 %	2	7 %	27	100%
Total (215 ouv. val. sur 215)	99	46 %	54	25 %	33	15 %	23	11 %	6	3 %	215	100%

2.2 – MAITRES D’OUVRAGES – MAITRES D’ŒUVRE

Les 215 barrages sélectionnés ont des maîtres d’ouvrages variés.

Environ 30 % sont des propriétés individuelles ou des petits collectifs de deux à trois agriculteurs regroupés en GAEC (Groupement Agricole d’Exploitation en Commun), en EARL (Entreprise Agricole à Responsabilité Limitée), en ASL (Association Syndicale Libre), ou en AF (Association Foncière) qui sont gérés par les agriculteurs.

La majorité, soit près de 50 %, sont des ASAI (Association Syndicale Autorisée d’Irrigation) regroupant une dizaine d’agriculteurs responsables de leur bien. 8 % appartiennent à des communes.

Les ouvrages les plus importants, 12 % des cas, ont pour maîtres d’ouvrages des SIAH (Syndicat Intercommunal d’Aménagement Hydraulique), ou des IIAH (Institution Interdépartementale d’Aménagement Hydraulique de bassin) et sont généralement concédés aux Sociétés d’Aménagement (Compagnie d’Aménagement des Coteaux de Gascogne (CACG) et Compagnie d’Aménagement Rural d’Aquitaine (CARA)⁵) pour leur gestion et leur surveillance.

Trois catégories de maîtres d’œuvre se sont partagées la réalisation des barrages :

- des maîtres d’œuvre à compétence nationale et internationale ;
- des maîtres d’œuvre à compétence locale ;
- des maîtres d’œuvre peu spécialisés.

⁴ Les pourcentages portés dans les tableaux représentent les pourcentages en ligne, sauf pour les tableaux 16 et 57.

⁵ Cette Société d’Aménagement n’existe plus depuis 2001.

Si l'on exclut le département de la Gironde qui est peu significatif en raison du faible nombre d'ouvrages réalisés, on constate (tableau 2) que les maîtres d'œuvre à compétence nationale sont intervenus à hauteur de 70 % dans le département des Landes et à 40 % dans les autres départements.

Tableau 2 : Distribution de la population selon la maîtrise d'œuvre et le département enquêté.

	Maîtrise d'oeuvre						Total	
	de compétence nationale	de compétence locale	peu spécialisée					
Gers	34 38%	31 35%	21 23%	4 4%	90	100%		
Gironde	3 42%	2 29%	2 29%	-	7	100%		
Haute-Garonne	10 40%	11 44%	4 16%	-	25	100%		
Landes	19 68%	1 4%	7 25%	1 3%	28	100%		
Lot-et-Garonne	16 42%	16 42%	6 16%	-	38	100%		
Tarn-et-Garonne	11 41%	10 37%	3 11%	3 11%	27	100%		
Total (215 ouv. val. sur 215)	93 43%	71 33%	43 20%	8 4%	215	100%		

Les maîtres d'œuvre à compétence locale ont eu un rôle important dans le Gers, la Haute-Garonne, le Lot-et-Garonne et le Tarn-et-Garonne, tandis que les maîtres d'œuvre peu spécialisés ont été très présents dans deux départements essentiellement : le Gers et les Landes.

Si l'on regarde les chiffres concernant l'ensemble des barrages enquêtés, on notera que 76 % d'entre eux ont été aménagés par des maîtres d'œuvre ayant une compétence en matière de barrage, tandis que 20 % n'auraient pas bénéficié du même savoir-faire. La maîtrise d'œuvre est inconnue dans 4 % des cas.

Par ailleurs, les interventions sont ciblées : les maîtres d'œuvre peu spécialisés ne réalisent que des barrages à $H^2\sqrt{V} < 50$ (à quelques exceptions près), alors que les «grands ouvrages» ($H^2\sqrt{V} > 200$) sont étudiés et réalisés, dans leur majorité, par des maîtres d'œuvre à compétence nationale (tableau 3).

Tableau 3 - Distribution de la population selon la maîtrise d'œuvre et la taille des barrages.

	Maîtrise d'oeuvre						Total	
	de compétence nationale	de compétence locale	peu spécialisée					
$H^2\sqrt{V} < 50$	30 30%	29 29%	36 37%	4 4%	99	100%		
$50 \leq H^2\sqrt{V} < 100$	21 39%	24 44%	6 11%	3 6%	54	100%		
$100 \leq H^2\sqrt{V} < 200$	20 61%	13 39%	-	-	33	100%		
$H^2\sqrt{V} \geq 200$	20 87%	3 13%	-	-	23	100%		
Inconnue	2 33%	2 33%	1 17%	1 17%	6	100%		
Total (215 ouv. val. sur 215)	93 43%	71 33%	43 20%	8 4%	215	100%		

Ces données générales vont avoir un retentissement sur les options techniques décrites ci-après, ainsi que sur le comportement des ouvrages qui sera analysé au chapitre 3.

2.3 – LE CONTEXTE GEOLOGIQUE DES AMENAGEMENTS

La région concernée par l'étude des barrages se situe, du point de vue géologique, sur les « molasses » du Tertiaire. Fondamentalement, cette formation est constituée par une succession de dépôts détritiques grossiers passant progressivement à des sédiments de plus en plus fins et ensuite à des précipitations chimiques. Ces séries rythmiques se sont répétées plusieurs fois à travers le Tertiaire, notamment lors des phases paroxysmales du démantèlement de la chaîne Pyrénéenne (Lautrin D., 1990).

En retenant les départements de la Haute-Garonne, du Gers, du Tarn-et-Garonne, du Lot-et-Garonne, de la Gironde et des Landes situés au centre du Bassin Aquitain comme supports de l'enquête sur les barrages, on se trouve loin des reliefs et des zones d'érosion. Les matériaux déposés sont donc essentiellement des sables fins, des argiles et des marnes interrompus par des épisodes lacustres qui ont intercalé quelques bancs de calcaire peu épais. Pendant le Quaternaire ces dépôts ont été entaillés par les rivières qui creusent leur lit, avant d'être enfouis, à leur tour, sous des colluvions et des alluvions plus ou moins épaisses.

Ce contexte géologique est celui des barrages étudiés. Il pose des problèmes classiques de résistance mécanique, de compressibilité et de perméabilité propres aux formations meubles hétérogènes même si, dans l'ensemble, les molasses du Bassin d'Aquitaine constituent des substrats relativement favorables à l'aménagement de barrages ; ceci n'excluant pas, bien évidemment, la nécessité d'une étude préalable des sites et des sols.

Nous allons voir ci-après que les travaux de reconnaissance ne sont pas nécessairement un réflexe des maîtres d'œuvre dans le Sud-Ouest de la France.

2.4 – LES ETUDES PREALABLES

L'un des premiers enseignements de l'enquête est de montrer, en effet, que 9 % des ouvrages soumis à l'enquête n'ont fait l'objet d'aucune étude géologique et géotechnique avant leur aménagement (tableau 4).

16 % des sites n'ont été soumis qu'à des fouilles à la pelle hydraulique à l'ouverture du chantier dans le but de fixer une profondeur d'ancrage mais sans possibilité réelle, à ce niveau d'intervention, de modification notable du projet initialement prévu. Autrement dit, le quart de l'effectif des barrages visités n'a fait l'objet d'aucune analyse spécifique du site et des sols avant la construction.

23 fiches techniques, soit 11 % des ouvrages, ne donnent aucune précision sur ce point.

10 % des barrages ont été soumis à des reconnaissances sommaires préalablement au chantier (tranchées à la pelle hydraulique sur l'axe de fondation du barrage et dans la cuvette de retenue avec quelques analyses granulométriques et quelques références Proctor sur les matériaux d'emprunt). Le profil de l'ouvrage n'est, bien entendu, pas déterminé par un calcul de stabilité mais calqué, comme pour les ouvrages précédents, sur celui des barrages existants, ou calculé en prenant en référence des caractéristiques mécaniques obtenues sur des projets similaires, ce qui revient pratiquement au même.

Tableau 4 - Type de reconnaissance selon la maîtrise d'œuvre.

	Aucune reconnaissance	Fouilles	Étude sommaire	Étude détaillée	Inconnue	Total
Maîtrise d'œuvre de compétence nationale	-	4 4 %	4 4 %	74 80 %	11 12 %	93 100%
Maîtrise d'œuvre de compétence locale	-	16 22 %	14 20 %	37 52 %	4 6 %	71 100%
Maîtrise d'œuvre peu spécialisée	16 37 %	12 28 %	4 9 %	6 14 %	5 12 %	43 100%
Inconnue	3 37,5 %	2 25 %	-	-	3 37,5 %	8 100%
Total (215 ouv. val. sur 215)	19 9 %	34 16 %	22 10 %	117 54 %	23 11 %	215 100%

54 % des ouvrages, soit un peu plus de 1 barrage sur 2, ont fait l'objet d'une étude conforme aux règles de l'art avec des travaux de reconnaissance à la pelle hydraulique, des sondages carottés si nécessaire, des essais de laboratoire et des calculs de stabilité pour la définition du profil du barrage. En toute logique, les travaux de chantier ont été contrôlés.

On a là des approches différentes qui ne sont pas seulement fonction de la taille du barrage mais qui dépendent aussi, et surtout, du maître d'œuvre. Les résultats du tableau 4 font apparaître un net souci d'adaptation du barrage au contexte géologique et géotechnique local pour les maîtres d'œuvre à compétence nationale qui réalisent une étude détaillée dans plus de 80 % des cas (90 % si l'on tient compte des « inconnues »). Les barrages peu étudiés ne représentant, pour ce type de maître d'œuvre, qu'un pourcentage faible.

Ce n'est plus le cas pour les maîtres d'œuvre à compétence locale qui ne semblent pas suivre de règle bien précise quant aux travaux de reconnaissance ni, a fortiori, pour les maîtres d'œuvre peu spécialisés pour lesquels plus de la moitié des barrages ont été réalisés sans vérifications préalables de la qualité des sols de fondation, ni de l'aptitude au compactage des sols d'emprunt, avant l'édification du barrage.

Le tableau 5 confirme que ce sont surtout les ouvrages de petite dimension qui ne bénéficient pas de toutes les garanties techniques.

Tableau 5 - Type de reconnaissance selon la taille des ouvrages.

	Aucune reconnaissance	Fouilles	Étude sommaire	Étude détaillée	Inconnue	Total
$H^2\sqrt{V} < 50$	16 16 %	30 31 %	11 11 %	29 29 %	13 13 %	99 100%
$50 \leq H^2\sqrt{V} < 100$	2 4 %	4 7 %	7 13 %	34 63 %	7 13 %	54 100%
$100 \leq H^2\sqrt{V} < 200$	-	-	4 12 %	28 85 %	1 3 %	33 100%
$H^2\sqrt{V} \geq 200$	-	-	-	23 100 %	-	23 100%
Inconnue	1 17 %	-	-	3 50 %	2 33 %	6 100%
Total (215 ouv. val. sur 215)	19 9 %	34 16 %	22 10 %	117 54 %	23 11 %	215 100%

2.5 – LA CONCEPTION DES REMBLAIS

2.5.1 – DESCRIPTION GÉNÉRALE, CHOIX DES PENTES

Tous les barrages enquêtés sont des ouvrages en terre.

La majorité, soit 96 %, a un remblai homogène en argile compactée ; 4 % seulement ont une structure zonée avec un noyau d'argile et des recharges grossières.

Le terme «grosier» est d'ailleurs très relatif. Il correspond à des argiles sableuses ou caillouteuses qui, en d'autres lieux, seraient probablement utilisées dans un remblai homogène mais qui dans le contexte géologique décrit ci-dessus⁶ font l'effet de matériaux détritiques.

Le barrage type est donc un remblai homogène en terre avec un fruit à l'amont de 3/1 et à l'aval de 2,5/1. On notera la tendance à un plus grand étalement des remblais dans le Lot-et-Garonne, les Landes et la Gironde où les barrages ont majoritairement un fruit amont de 3/1 plus une risberme et un fruit aval de 2,5/1 plus une risberme (ou des pentes équivalentes) et, au contraire, un redressement des talus dans le Gers et le Tarn-et-Garonne où un fruit aval de 2/1 est très fréquent.

2.5.2 – DISPOSITIONS PRISES EN FONDATION

La fondation des barrages peut poser, comme nous l'avons indiqué ci-dessus, des problèmes de résistance au cisaillement ou de sécurité vis-à-vis de la rupture, de déformabilité et des problèmes liés à la circulation de l'eau.

Chacun sait que le gradient hydraulique créé par la présence du réservoir fait circuler l'eau dans la fondation et va engendrer des fuites et des sous-pressions à l'aval. Les traitements classiques sont l'étanchement et le drainage.

⁶ Les matériaux de la molasse et les produits d'altération sont généralement très riches en fines (20 à 60 % d'éléments < 2µm)

Comment a-t-on apprécié les risques et comment a-t-on guidé les décisions quant aux mesures correctives à mettre en œuvre dans le cas des barrages enquêtés ?

Constatons d'abord que tous les remblais ont été prolongés en fondation par une tranchée d'ancrage, par un écran d'étanchéité ou par un massif compacté après une purge des matériaux peu portants. La profondeur de fouille n'est pas toujours précisée. On sait, cependant, qu'elle correspond au substratum molassique dans 19 % des barrages visités (41 sur 215). La coupure y est assurée par un ancrage profond dans 76 % des cas et par un écran mince dans 24 % des cas. Ce dernier a été réalisé par une paroi moulée (LESCOUROUX (Lot-et-Garonne), HAGETMAU et MIRAMONT SENSACQ (Landes), SAINT MICHEL (Gironde)), une paroi en argile compactée à la masse (ESPERES (Haute-Garonne)), un écran d'injection (SAINT BEAUZEIL (Tarn-et-Garonne)), un rideau de palplanches (LA PRADE, BROUQUEYRAN et SIGALENS (Gironde)), ou encore, un mur de béton (CABANAC (Haute-Garonne)).

On remarquera que la paroi moulée et le rideau de palplanches sont les interventions les plus fréquentes. Le rideau de palplanches étant réservé aux petits ouvrages uniquement ($H^2\sqrt{V} < 100$). La paroi en argile compactée à la masse et la murette en béton, sont des cas particuliers.

11 % des fondations ont été purgées.

Ce pourcentage de purge est important par lui-même mais le plus remarquable est certainement la variation du taux d'un département à l'autre. On a noté, par exemple, que dans le Tarn-et-Garonne, les sols alluvionnaires dans lesquels l'influence de la pression de l'eau sur la stabilité pourrait être élevée ont été éliminés dans 18,5 % des cas et que dans le Lot-et-Garonne des purges ont été pratiquées dans 34 % des cas, ce qui est assez considérable. Dans les départements des Landes et de la Haute-Garonne, ce type d'intervention concerne seulement 7 à 8 % des ouvrages enquêtés. Le taux de purge tombe à 2 % dans le Gers et à 0 % en Gironde (tableau 6).

Tableau 6 - Taux de purge en fondation.

	Purge (en nombre de cas)	(en % de la population)
Gers (90)	2	2
Gironde (7)	0	0
Haute-Garonne (25)	2	8
Landes (28)	2	7
Lot-et-Garonne (38)	13	34
Tarn-et-Garonne (27)	5	18.5
Total (215 ind. val. sur 215)	24	11

Comme il est impossible de justifier ces pourcentages par des conditions géologiques plus défavorables dans le Lot-et-Garonne et le Tarn-et-Garonne qu'ailleurs, il faut admettre que ces chiffres sont aussi, et surtout, révélateurs d'une approche différente du problème de portance de la fondation par les maîtres d'œuvre. Certains d'entre eux faisant preuve d'une prudence peut-être un peu excessive.

Les profondeurs de fouille et les volumes extraits ont été quelquefois importants. Des fouilles de l'ordre de 10 m ne sont pas exceptionnelles (8 m à MONCLAR DE QUERCY (Tarn-et-Garonne), LAPEYROTTE (Lot-et-Garonne), CABOURNIEU (Gers), 10 m à L'UBY (Gers) et GRAOUSSETTE (Lot-et-Garonne) et même 12 m au LOURBET (Lot-et-Garonne)). A BRICHETTE, CHARLOTTE, MONBALEN et BOUDEAUX (Lot-et-Garonne), l'ordre de grandeur de la purge est encore de 5 à 6 m. Dans tous les autres cas, elle se limite à une frange superficielle des alluvions de 1 à 2 m de profondeur.

Les volumes extraits varient en conséquence. Ils représentent entre 10 % et 90 % du volume des remblais et jusqu'à 104 % pour le site de Graoussette où l'aménagement d'un remblai de 9 m de hauteur, après une purge des alluvions vasardes, a permis de créer une retenue d'eau de 1 hm³.

Tous ces choix sont importants sur le plan hydraulique. Pourquoi ? Parce que dans le cas d'un ancrage jusqu'au substratum, d'un écran profond ou d'une purge totale des sols alluvionnaires, les circulations d'eau en fondation vont être réduites, sinon interrompues, ce qui résout, en principe, les problèmes de fuite et de sous-pressions sous les ouvrages concernés.

La deuxième manière, également classique, d'éviter les dangers que représentent les percolations à travers les sols de fondation, en particulier dans les formations alluviales, est le drainage par des puits ou des tranchées drainantes (le tapis drainant qui permet également de décompresser la fondation sera étudié plus loin).

Ces dispositifs ont été très utilisés dans le Sud-Ouest de la France. 14 % des barrages enquêtés disposent d'une, de deux, voire de trois rangées de puits de décompression à l'aval de l'ancrage ou de l'écran d'étanchéité. 7 % des ouvrages ont été aménagés avec un fossé de décharge profond ($p \geq 1$ m) au pied aval⁷.

Le tableau 7 montre que les puits ont été très souvent mis en place dans la fondation des barrages des Landes et de la Haute-Garonne (le département de Gironde étant peu significatif). Le fossé de pied est très présent dans la fondation des barrages de Haute-Garonne et de Tarn-et-Garonne.

Tableau 7 - Maîtrise des sous-pressions en fondation.

	Puits de décharge (en % de la population)	Fossé de pied (en % de la population)
Gers (90)	0	0
Gironde (7)	43	0
Haute-Garonne (25)	28	20
Landes (28)	36	11
Lot-et-Garonne (38)	18	8
Tarn-et-Garonne (27)	11	15
Total (215 ouv. val. sur 215)	14	7

⁷ Les petits fossés de pied servant de colature aux eaux de surface ou d'exutoire du drain interne ne sont pas pris en compte ici, ni les fossés remblayés par des graves dont la profondeur n'est pas précisée au dossier de projet.

Les puits et le fossé de pied étant rarement associés sur un même barrage, on notera l'effort important de contrôle des sous-pressions en fondation pour les barrages de la Haute-Garonne et des Landes où 40 % à 50 % de la population est traitée.

Il va sans dire que la prise en compte des problèmes de fuite et de sous-pression dans la fondation par des dispositifs spécifiques est le fait de maîtres d'œuvre compétents. 48 % des ouvrages ayant fait l'objet d'un traitement particulier ont été réalisés par des maîtres d'œuvre à compétence nationale et 51 % par des maîtres d'œuvre à compétence locale. Les maîtres d'œuvre peu spécialisés ne font pratiquement jamais référence à ces traitements.

La figure 5 montre, d'ailleurs, que se sont essentiellement les ouvrages importants qui en ont bénéficié.

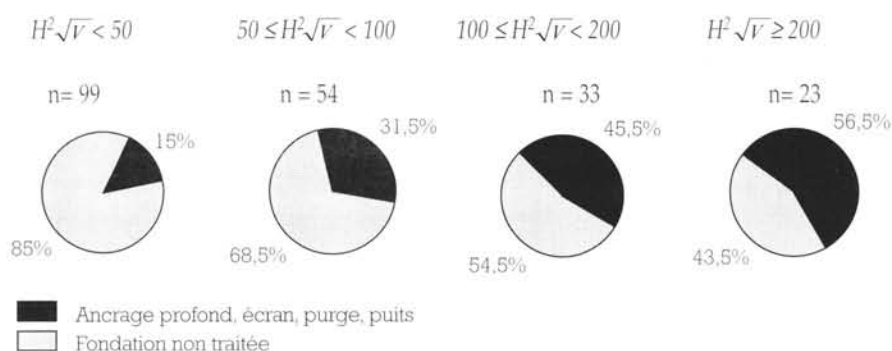


Figure 5 - Les traitements de la fondation en fonction de la taille des ouvrages.

Au total, 61 barrages sur 215, soit 28 % de la population enquêtée, ont fait l'objet d'un traitement de la fondation visant à supprimer les percolations (ancrage profond, écran, purge des alluvions médiocres), ou à maîtriser les sous-pressions (puits). Si on compte les fossés de pied, les traitements spécifiques en fondation intéressent 70 barrages sur 215, soit 33 % de la population.

Nous vérifierons au cours de l'étude l'intérêt de telles pratiques en comparant les comportements des barrages traités avec ceux pour lesquels les dispositions prises en fondation sont peu connues mais dont on peut supposer qu'elles sont parfois assez sommaires, notamment pour les barrages construits sans aucune étude préalable et d'après un profil type qui préconise, tout au plus, un ancrage vers 1,5 à 2 m de profondeur.

2.5.3 - DISPOSITIONS PRISES POUR LE DRAINAGE DES REMBLAIS

2.5.3.1 - LE RÔLE DU DRAIN

Le rôle du drain dans un remblai est de contrôler le réseau d'infiltration et les pressions interstitielles et de collecter les débits de fuite jusqu'à un (ou plusieurs) point(s) précis à l'aval où ils peuvent être mesurés ; placé au contact de la fondation, il draine celle-ci et le remblai.

78 % des barrages enquêtés sont drainés. 11 % ne le sont pas, tandis que le drainage est inconnu pour les 11 % restants (tableau 8).

Tableau 8 - Drainage des ouvrages selon leur taille.

	Barrage drainé		Barrage non drainé		Inconnu		Total	
$H^2\sqrt{V} < 50$	61	62 %	22	22 %	16	16 %	99	100%
$50 \leq H^2\sqrt{V} < 100$	49	91 %	-		5	9 %	54	100%
$100 \leq H^2\sqrt{V} < 200$	32	97 %	-		1	3 %	33	100%
$H^2\sqrt{V} \geq 200$	23	100 %	-		-		23	100 %
Inconnue	2	33 %	1	17 %	3	50 %	6	100%
Total (215 ouv. val. sur 215)	167	78 %	23	11 %	25	11 %	215	100%

Notons que les barrages non drainés sont des ouvrages à $H^2\sqrt{V} < 50$ exclusivement, le plus souvent construits par des maîtres d'œuvre peu spécialisés (tableau 9).

Tableau 9 - Drainage des ouvrages selon la maîtrise d'œuvre.

	Barrage drainé		Barrage non drainé		Inconnu		Total	
Maîtrise d'œuvre de compétence nationale	85	91 %	-		8	9 %	93	100%
Maîtrise d'œuvre de compétence locale	62	88 %	6	8 %	3	4 %	71	100%
Maîtrise d'œuvre peu spécialisée	18	42 %	15	35 %	10	23 %	43	100%
Inconnue	2	25 %	2	25 %	4	50 %	8	100%
Total (215 ouv. val. sur 215)	167	78 %	23	11 %	25	11 %	215	100%

2.5.3.2 – LES CHOIX TECHNIQUES

Ils sont assez variés :

- drain cheminée
- tapis drainant
- autres options

L'un des dispositifs de rabattement de la nappe qui a été le plus utilisé est le drain cheminée en matériaux granulaires mis en place dans 132 ouvrages (79 % des barrages drainés).

Dans les barrages relativement importants, ce drain cheminée situé dans l'axe du barrage ou à l'aplomb de la crête (côté aval), est arrêté à la cote de retenue normale ou à celle des plus hautes eaux pour intercepter toutes les percolations venant de l'amont. Les infiltrations accumulées à la base de la cheminée drainante sont collectées par un drain en PVC entouré de géotextile qui

s'évacue à l'aval du barrage par un réseau en peigne de drains de même type, mis en place dans des tranchées à forte capacité drainante (graves entourées de géotextile) (figure 6 (a)). Les tranchées s'élargissent parfois en bandes drainantes de plusieurs mètres assurant également la décharge de la fondation. Les débits de drainage du remblai et de la fondation sont mesurables séparément (figure 6 (b)). Ces dispositifs performants mais relativement complexes à mettre en place ont été réservés à sept ouvrages importants du Lot-et-Garonne et des Landes.

Pour les ouvrages plus modestes, la structure du drain est simplifiée. La cheminée drainante qui n'atteint pas toujours la cote de retenue normale et qui est parfois décalée vers l'aval du barrage, s'évacue par un collecteur drainant chemisé comme ci-dessus se raccordant à un réseau en peigne de drains en PVC placés dans des tranchées drainantes de faible section (figure 6 (c)). Drain vertical et bretelles sont constitués avec le même matériau filtrant et drainant⁸.

Ce dispositif et sa variante (pas de collecteur interne en PVC dans les tranchées drainantes) intéressent 59 % des barrages à drain vertical.

Dans 36 % des cas l'évacuation des infiltrations ne se fait plus par des bretelles drainantes mais par des PVC lisses aveugles mis en place en tranchées de faible section remblayées par des argiles de déblais (figure 6 (d)). La fondation n'est plus drainée.

8 Dans les petits barrages, le drain est le plus souvent homogène et constitué par des matériaux granulaires qui assurent à la fois les deux fonctions de filtre et de drain.

Rappel des règles de filtre (règles de Terzaghi) :

$\frac{d_{15}F}{d_{85}M} < 5$ avec d_{15} (d_{85}) diamètre des tamis laissant passer 15 % (85 %) en poids des matériaux de filtre (F) et des matériaux à protéger (M). [Pour les sols très fins ce critère n'est pas utilisable et il est recommandé de prendre un sable propre 0 - 5 mm] ;

$2 < \frac{d_{60}}{d_{10}} < 8$ pour les matériaux de filtre ou de drain ;

$\frac{d_{15}F}{d_{15}M} > 4$ ou 5 critère de perméabilité ;

moins de 5 % d'éléments $< 80 \mu$ et d_{15} des sables $> 0,1 \text{ mm}$ pour les matériaux drainants.

Il est difficile ici de donner un avis sur les matériaux qui ont été utilisés dans les barrages du Sud-Ouest de la France. Les références de projet sont rares à ce sujet mais, lorsqu'elles existent, on constate qu'il s'agit de sable propre 0 - 2 mm, 0 - 5 mm, ou 0 - 10 mm, exceptionnellement plus.

Ces matériaux définis, pour la plupart, par des maîtres d'œuvre compétents sont certainement conformes aux règles de filtre indiquées ci-dessus, c'est-à-dire qu'ils sont capables de retenir le sol et de laisser passer l'eau et les particules en suspension qui se déplacent avec elle.

Pour les sols cohésifs et auto-filtrants qui sont utilisés normalement dans les barrages en terre, le risque de colmatage des sables du drain est limité. Les particules mises en mouvement par l'eau qui circule sont uniquement celles qui ne se trouvent pas emprisonnées par les grosses particules du squelette minéral à 8

Pour 13 % des barrages drainés, c'est au contraire le drainage de la fondation qui a été privilégié par le choix d'un tapis drainant. Celui-ci est représenté soit par un drain homogène en sable filtrant et drainant, soit par un drain composé de graviers propres à forte capacité drainante enrobés par un géotextile anti-contaminant jouant le rôle de filtre.

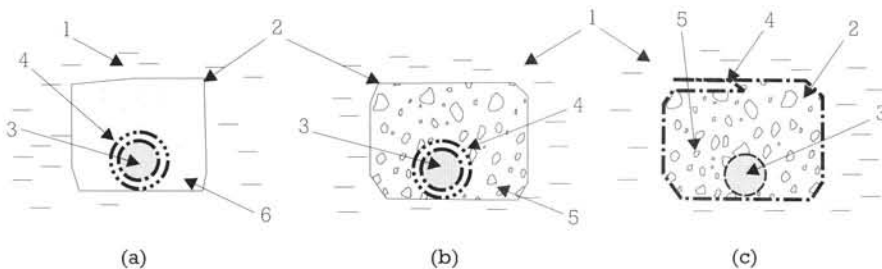
Les débits s'évacuent à l'aval soit directement, soit par l'intermédiaire d'un massif en enrochements (figure 6 (e)(f)).

Les autres options restent exceptionnelles. Il s'agit de barrages zonés qui pour des raisons constructives ont un drain vertical et horizontal, des ouvrages à drain géosynthétique sur lesquels nous reviendrons au § 2.5.3.5 et des ouvrages à drainage très sommaire (simple réseau de drains agricoles annelés, bande drainante étroite en fond de vallée uniquement...).

(suite)

l'interface sol – filtre. Elles ne sont pas suffisamment nombreuses pour conduire à un colmatage des sables. Le risque de colmatage existe si l'ouvrage contient des sols à granulométrie discontinue ou les petites particules peuvent se déplacer facilement dans les vides du milieu, ou des sols dispersifs caractérisés par des particules de la taille du feuillet qui sont extrêmement mobiles et qui peuvent être entraînées dans le drain.

Quant au géotextile qui est souvent placé autour des tuyaux drainants à la base du drain cheminée ou dans les éperons drainants (mais aussi les puits ou les piézomètres), il peut avoir un rôle aussi utile que nuisible. Il sera utile si le sable qui entoure le conduit plastique est un sable fin susceptible d'être entraîné dans les perforations du tuyau drainant (schéma (a)). Il sera inutile si le conduit est entouré par des graves trop grosses pour passer par les ouvertures du conduit et nuisible si les graves ne peuvent servir de filtre aux matériaux à protéger (sol de la fondation ou du remblai) qui seront alors entraînés par la circulation de l'eau vers le géotextile et le colmateront (schéma (b)). Pour être efficace le géotextile doit, dans ce cas, être placé contre le sol à protéger qu'il va retenir (schéma (c)), peu importe alors que des fines présentes dans les graves (graves sales) soient éliminées dans le conduit plastique. Les dispositions (a) ou (c) sont recommandées.



Schémas de principe de la mise en place d'un tuyau drainant dans une tranchée.

- | | |
|------------------------|----------------|
| 1 - remblai argileux | 4 - géotextile |
| 2 - tranchée drainante | 5 - graves |
| 3 - tuyau drainant | 6 - sable |

Pour le dimensionnement des géotextiles drainants on se reportera à la norme française NF G 38 061 et aux documents spécialisés tels que « *Recommandations pour l'emploi de géotextiles dans les systèmes de drainage et de filtration* » C F G ,1986.

2.5.3.3 - LES DIMENSIONS RETENUES

1) CAS DU TAPIS DRAINANT

Le dimensionnement du tapis drainant est très simple et se résume en une épaisseur moyenne de sable de 0,5 m (valeurs extrêmes 0,3 m à 0,8 m) et en une surface drainée comprise entre 1/3 et les 2/3 de la projection du talus aval sur l'horizontale (sauf un cas particulier).

2) CAS DU DRAIN VERTICAL

Le dimensionnement du drain cheminée, qui représente à lui seul 79 % des systèmes drainants, est beaucoup plus complexe.

a) En épaisseur :

La cheminée drainante a une épaisseur qui varie, d'après les données de l'enquête, de 0,4 m à 2 m.

Y a-t-il une corrélation entre l'épaisseur du drain et l'importance du barrage ?

L'enquête révèle que pour les barrages de taille inférieure à 13 ou 14 m et de faible capacité de stockage ($H^2\sqrt{V} < 100$), le drain a indifféremment une largeur de 0,5 m à 0,6 m⁹. Le matériel de chantier, en l'occurrence les dimensions courantes des godets de pelle, influencent ce choix beaucoup plus que la taille du barrage.

Pour les barrages de taille supérieure ($100 \leq H^2\sqrt{V} < 300$) les maîtres d'œuvre adoptent des épaisseurs supérieures qui sont de l'ordre de 0,8 m à 1 m maximum.

Les «grands barrages» ($H^2\sqrt{V} > 300$) ont des drains de plus de 1 m d'épaisseur ou des drains bidimensionnels dont la largeur est modulée en fonction de la charge d'eau (par exemple : 1,2 m et 0,6 m pour un barrage ayant une hauteur d'eau de 18 m (changement d'épaisseur du drain à 12 m)).

Ces dimensions, reprises dans le tableau 10, sont appliquées par tous les maîtres d'œuvre. On remarquera que les épaisseurs mesurées sont légèrement inférieures aux recommandations du CFGB sauf pour les très petits ouvrages (CFGB, 1997).

Tableau 10 – Épaisseur du drain cheminée selon la taille de l'ouvrage.

	$H^2\sqrt{V} < 30$	$30 \leq H^2\sqrt{V} < 100$	$100 \leq H^2\sqrt{V} < 300$	$H^2\sqrt{V} \geq 300$
Barrages du Sud-Ouest	0,5 ou 0,6 m	0,5 ou 0,6 m	0,8 à 1 m	> 1 m
Recommandations CFGB (valeurs minimales)	0,5 m	0,8 m	1 m	1,2 m

e = 0,5 m épaisseur minimum requise pour assurer la continuité du drain vertical à sa mise en place par tranchées de 3 m de hauteur au maximum.

⁹ La largeur de drain de 0,4 m est exceptionnelle.

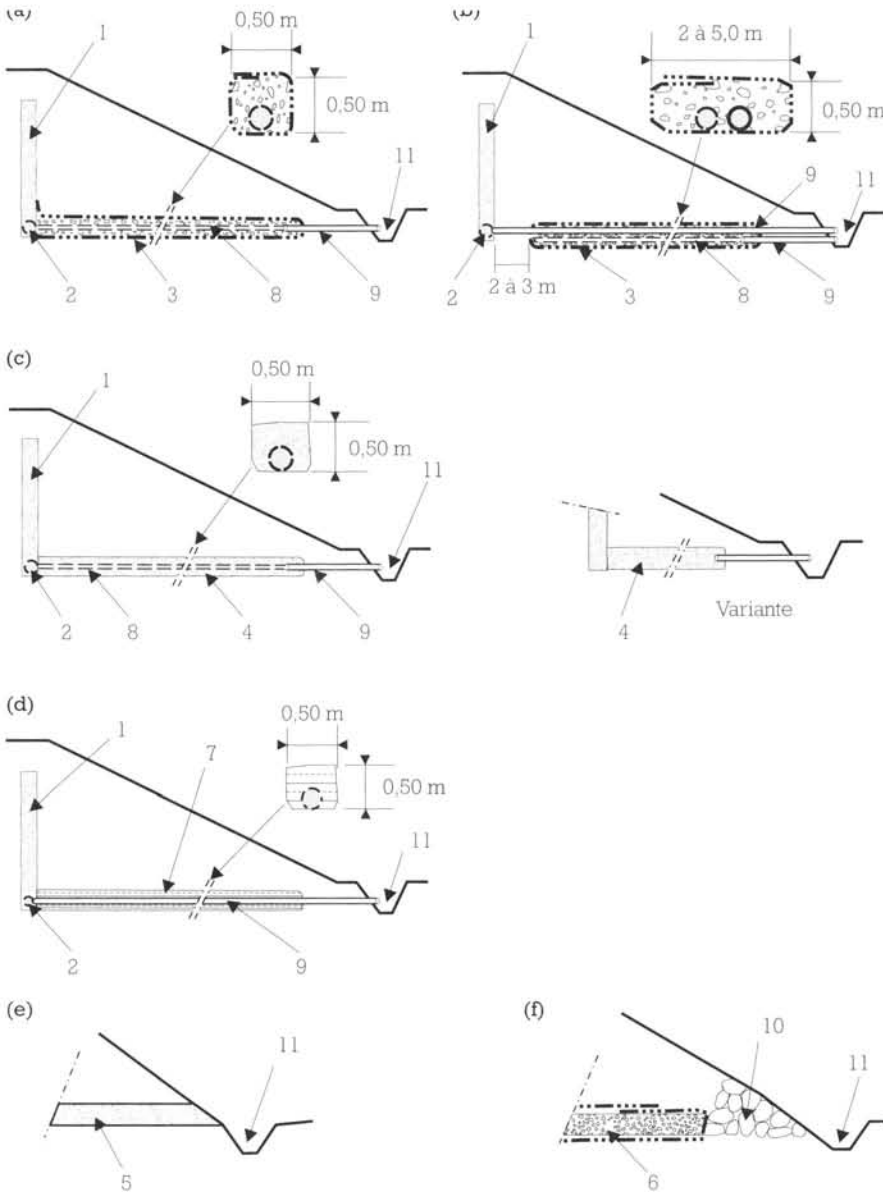


Figure 6 – Représentation schématique des dispositifs drainants.

- | | |
|---|---|
| 1 - cheminée drainante | 6 - tapis drainant en graves + géotextile |
| 2 - collecteur drainant entouré de géotextile | 7 - tranchée remplie d'argile |
| 3 - tranchée drainante en graves entourées de géotextile (ou bande drainante) | 8 - drain PVC Ø 50 mm ou Ø 100 mm |
| 4 - tranchée drainante en sable | 9 - PVC lisse aveugle Ø 50 ou Ø 100 |
| 5 - tapis drainant en sable | 10 - massif de pied en enrochements |
| | 11 - fossé de pied |

b) En hauteur :

Le drain cheminée a une hauteur variable. L'option du rabattement de la nappe par un drain mis en place jusqu'à la cote de retenue normale RN (ou la cote des plus hautes eaux) est la solution généralement privilégiée. C'est aussi la plus sûre dans la mesure où le drain intercepte ainsi toutes les percolations venues de l'amont. Elle est retenue dans 67,5 % des cas.

Ceci signifie, a contrario, qu'il y a 32,5 % des barrages pour lesquels le drain cheminée a une hauteur inférieure à la charge normale dans la retenue.

Certains maîtres d'œuvre préconisent, en effet, la construction d'un drain central jusqu'à la cote RN - 1,5 m (23,5 % des barrages à drain cheminée sont dans ce cas) ou même jusqu'à la cote RN - 3 m ou RN - 4 m (3 % des ouvrages) et quelquefois un drain encore plus court (1 cas). Dans 5 % des barrages, le drainage est assuré par un drain vertical court placé au 1/3 aval du remblai.

Ces choix sont faits, bien sûr, par mesure d'économie.

c) Le diamètre des conduits d'évacuation :

Les exutoires en peigne du drain vertical sont :

- des conduits plastique perforés mis en place en tranchées drainantes ;
- des conduits plastique aveugles entourés de matériaux étanches.

Les dimensions les plus couramment retenues sur les barrages enquêtés sont celles du conduit perforé en Ø 50 mm ou Ø 65 mm mis en place dans une tranchée drainante de 0,5 m X 0,5 m (ou équivalent) et celle du conduit aveugle Ø 100 mm (exceptionnellement Ø 150 mm) mis en place dans une tranchée de même section que ci-dessus remblayée par des argiles.

Ces dimensions sont couramment utilisées sur les barrages de la Haute-Garonne, des Landes et du Tarn-et-Garonne.

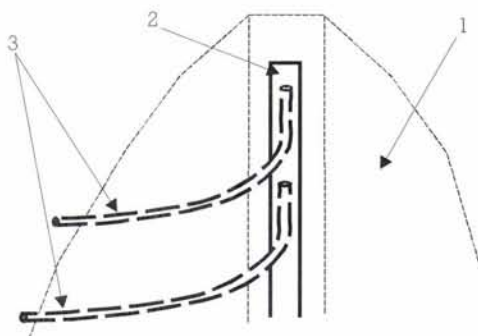


Figure 7 – Schéma du dispositif d'évacuation du drain cheminée par secteurs.

- 1 - remblai
- 2 - cheminée drainante
- 3 - drain exutoire Ø 100 mm

Dans le Lot-et-Garonne, la capacité d'évacuation des exutoires du drain vertical est quelquefois augmentée par la présence d'un conduit drainant Ø 100 mm en lieu et place du Ø 50 mm ou du Ø 65 mm. Cette particularité tient, en fait, à une originalité de la structure du drain qui privilégie le rabattement de la nappe par secteurs avec une possibilité de mesure fractionnée du débit à l'aval.

Les drains d'évacuation en plastique qui sont alors le prolongement des drains annelés perforés en Ø 100 mm situés à la base de la cheminée drainante gardent, tout naturellement, le même diamètre (figure 7). Ce dispositif intéresse 13 % des barrages construits dans le département du Lot-et-Garonne.

Dans le Gers, au contraire, les choix se sont souvent portés sur des conduits annelés perforés en Ø 65 mm placés en tranchées drainantes de 0,5 m X 0,5 m (ou équivalent) et sur des conduits aveugles de 65 mm de diamètre mis en place dans des tranchées de même section que ci-dessus mais non drainantes. On notera ici la réduction de la capacité d'évacuation des exutoires du drain cheminée¹⁰.

L'espacement entre les drains est de 20 m, quelquefois de 15 m.

d) L'aménagement des sorties

Les sorties des drains en plastique représentent, comme nous le verrons ultérieurement, un des points faibles des petits barrages. Pourtant, les sorties font intégralement partie du dispositif drainant. Pourquoi ? Parce que sans sorties fonctionnelles, le drain se met en charge et perd toute sa raison d'être.

Les sorties des drains en plastique assurent, normalement, l'évacuation des infiltrations à l'aval du barrage et permettent la mesure des débits de drainage lorsque l'écoulement permanent est établi.

Chacun sait que cette mesure est un élément très important de contrôle du comportement d'un barrage en remblai. Une augmentation du débit de drain¹¹ pour une même charge dans la retenue a, de toute évidence, une signification. Elle peut indiquer un phénomène de lessivage des fines qui

¹⁰ A titre indicatif, le débit d'un conduit en charge varie en fonction de son diamètre comme indiqué ci-dessous (calcul fait pour une charge de 10 m avec des indices de rugosité du conduit variables) :

Indice de rugosité du conduit		60	90	146 (tuyau lisse)
Diamètre:	Ø 50 mm	Débit : 3,4 l/s	5,0 l/s	8,2 l/s
	Ø 65 mm	5,4 l/s	8,2 l/s	13,3 l/s
	Ø 100 mm	20,9 l/s	31,4 l/s	51,0 l/s
	Ø 120 mm	33,8 l/s	50,7 l/s	82,5 l/s
	Ø 150 mm	60,7 l/s	91,1 l/s	148,4 l/s

On notera qu'un conduit en Ø 100 mm permet d'évacuer un débit 6 fois plus important qu'un Ø 50 mm, un Ø 120 mm 10 fois plus.

¹¹ Attention à la confusion suivante : le débit des drains ne préjuge pas de la hauteur de la nappe dans le remblai c'est à dire des pressions interstitielles. Seuls les piézomètres ou les capteurs de pression interstitielle permettent de contrôler la hauteur de la nappe. Le débit des drains dépend de la perméabilité.

entraîne une augmentation de la perméabilité du massif, ou un événement cassant (rupture de conduit, ouverture d'une fissure, terrier etc...). Une diminution significative du débit des drains à charge constante dans la retenue traduit, a contrario, un colmatage des sables du drain, ou l'obstruction des exutoires (exutoires pincés ou colmatés par le développement d'algues, de mousses, ou de dépôts minéraux ou organiques) provoquant la saturation du drain à l'amont et une augmentation des pressions interstitielles dans le massif défavorables à sa stabilité.

Le contrôle fréquent du débit de drainage en fonction de la charge, associé à des mesures piézométriques indépendantes (dans le cas où le barrage est équipé de ce système de contrôle), est donc un excellent moyen d'auscultation hydraulique d'un barrage et de détection du moindre signe de vieillissement interne. Encore faut-il disposer d'exutoires de drain fonctionnels, visibles et accessibles pour réaliser les mesures de débit et de structures pérennes pour un contrôle sur le long terme.

Quelles sont les options prises ?

Dans le cas des barrages avec un tapis drainant, l'eau d'infiltration s'évacue directement dans un fossé au pied du barrage ou dans un massif d'enrochements. Dans l'un et l'autre cas, les mesures de débit du drain ne sont généralement pas prévues (pas de déversoir de jaugeage au point bas).

Dans le cas des barrages à drain cheminée avec des exutoires en peigne, les options sont très variées. L'option la plus simple est la sortie directe des conduits en PVC dans un fossé de pied aval (figure 8 (a)). Cette solution, qui est la moins onéreuse, a été retenue dans près de 46 % des cas.

Tous les maîtres d'œuvre ont fait ce choix dans des proportions qui varient d'un département à l'autre. Cette option, économique, est courante dans le Gers, le Lot-et-Garonne et les Landes. Elle n'a jamais été utilisée en Gironde.

Dans 12 % des cas les exutoires sont renforcés. Les schémas de la figure 8 (b) à (g) montrent que les maîtres d'œuvre font preuve, dans ce domaine, de beaucoup d'imagination :

- sorties des conduits dans un caniveau périmétral constitué par des éléments préfabriqués en béton ;
- bétonnage du sol, ou traitement par des galets jointoyés au béton, autour des sorties en PVC (surfaces traitées variant entre 0,25 m² et 1 m²) ;
- exutoires du drain débouchant dans un massif de graves ou d'enrochements ;
- protection des conduits par une gaine de fibro-ciment de plus gros diamètre ;
- exutoires renforcés par un regard préfabriqué en béton de section triangulaire.

Les deux dernières options sont les plus courantes. On les rencontre notamment sur les barrages de Gironde, de Lot-et-Garonne et de Haute-Garonne. Le caniveau en dalles de béton est l'exception (barrage de LESCOUROUX en Lot-et-Garonne).

Enfin, dans 42 % des cas les sorties des conduits en PVC sont reprises au pied aval par un collecteur aveugle enterré en PVC (Ø 100 à 160 mm), plus rarement par des buses de ciment de gros diamètre (Ø 300 mm), qui évacuent les débits vers le ruisseau ou vers le bassin de dissipation de l'évacuateur de crues, ou encore vers un puisard aménagé spécialement à cet effet (figure 8 (h)(i)). Le pied aval du barrage est, dans ce cas, engazonné.

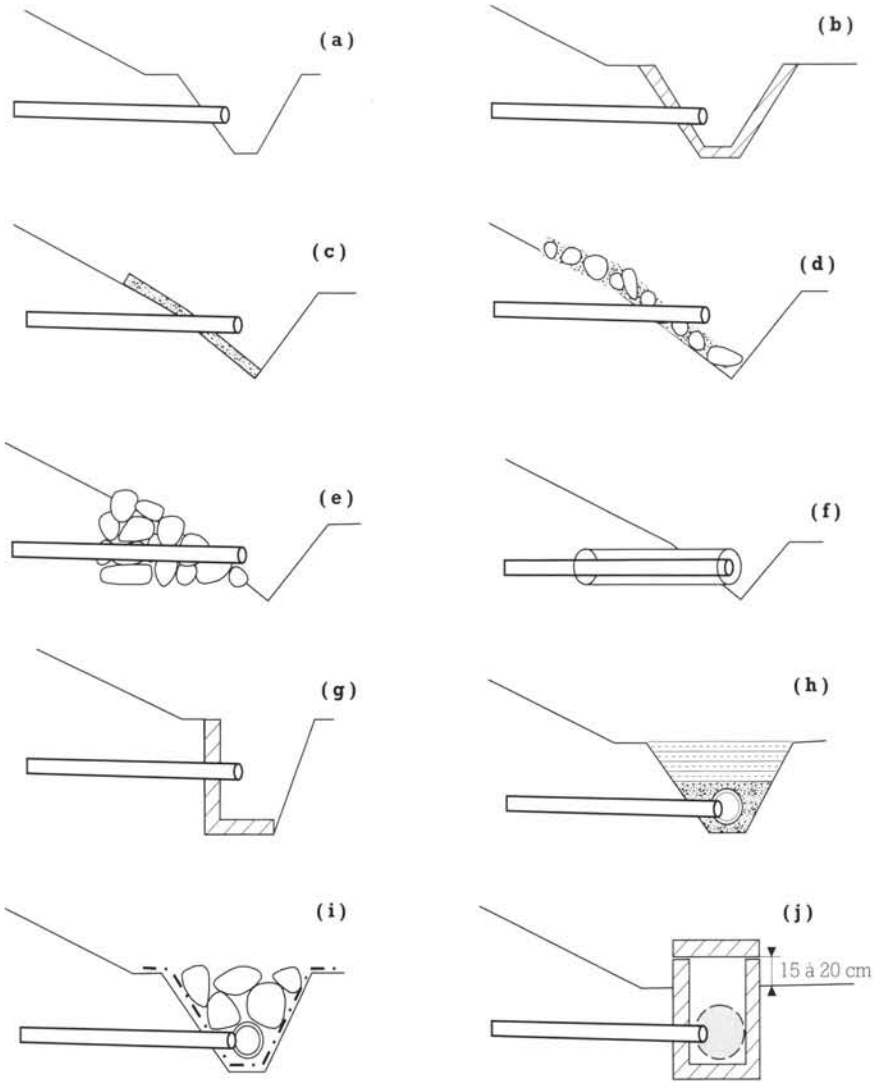


Figure 8 – Les différents types d'exutoire du drain cheminée.

Sortie directe : a – exutoire de drain dans le fossé de pied

Sorties renforcées : b – caniveau en béton

c – sol bétonné

d – galets jointoyés au mortier

e – massif perméable (graves, enrochements)

f – gaine de fibrociment de gros diamètre

g – élément préfabriqué (1/2 regard)

Sorties protégées : h – collecteur aveugle dans un fossé rempli de sable et de terres de déblai

i – collecteur aveugle dans un fossé rempli de graves, ou d'enrochements entourés par un géotextile

j – regard visitable

Pour la majorité des ouvrages bénéficiant du collecteur enterré, les débits de drain ne sont mesurables, en supposant que le dispositif le permette, qu'à la sortie du collecteur. C'est l'option généralement adoptée dans le Tarn-et-Garonne, le Lot-et-Garonne, les Landes et le Gers. Dans les autres cas, les débits sont mesurables à l'exutoire du collecteur comme indiqué ci-dessus, mais, aussi, dans des regards visitables constitués par des buses ou par des éléments préfabriqués en béton (0,5 m X 0,5 m X 0,3 m ou 0,5 m) fermés par un couvercle lourd (béton ou fonte) et mis en place à chaque émissaire du drain en peigne (figure 8 (j)). Cette dernière option a été retenue sur 9 barrages du Lot-et-Garonne et des Landes.

Chaque dispositif a ses avantages et ses inconvénients comme nous le verrons plus loin.

2.5.3.4 – LE CAS PARTICULIER DU DRAIN CHEMINÉE EN GÉOSYNTHÉTIQUE

Les drains en géotextile composite constitués par une nappe drainante prise en sandwich entre deux nappes filtrantes ont été utilisés sur six barrages du Lot-et-Garonne de dimension modeste ($25 < H^2 \sqrt{V} < 70$) entre 1987 et 1989.

Le dispositif se présente comme un drain cheminée mince avec à la base un collecteur annelé perforé entouré par le géotextile composite et un réseau en peigne de conduits aveugles avec une sortie directe dans le fossé de pied pour l'évacuation des débits vers l'aval.

Sa mise en place est beaucoup plus complexe que celle d'un drain cheminée classique. Elle exige une scission du chantier de compactage en plusieurs phases pour la mise en place du drain en zigzag jusqu'à la cote souhaitée (figure 9). Les photographies 1, 2 et 3, qui illustrent respectivement les phases 1, 3 et 4 de la figure, montrent les difficultés et les faiblesses d'un tel chantier. Il est délicat, par exemple, de compacter les sols du remblai contre le géotextile avec les engins classiques (photographie 3) et pourtant il est absolument nécessaire qu'il y ait un contact continu ; il est impossible de ne pas souiller le géotextile en attente pendant la phase de compactage du remblai qui le surplombe (photographie 2).

Le chantier sera donc ralenti par les réajustements qu'exigent ces imperfections (complément de compactage contre le drain ou retalutage du profil excédentaire du remblai avant rabattement de la nappe en prenant soin, dans les deux cas, de ne pas poinçonner ou de ne pas déchirer le géotextile composite).

D'une manière générale, les entreprises ne sont pas favorables à l'utilisation de ce procédé de drainage dont la mise en place est complexe et très délicate. Elles l'expriment par des plus values de chantier qui limitent, finalement, l'intérêt de cette option (le lecteur se reportera au § 2.8.3). Sans remettre en cause ce type de drainage, il faut reconnaître que c'est un argument dissuasif.

Sur le plan technique, l'enquête ne permettra pas de se prononcer sur l'efficacité du géotextile composite. Il faudrait, pour conclure sur ce point, disposer d'un suivi piézométrique permettant de vérifier si la position de la nappe phréatique reste conforme à celle qui avait été prévue au projet.

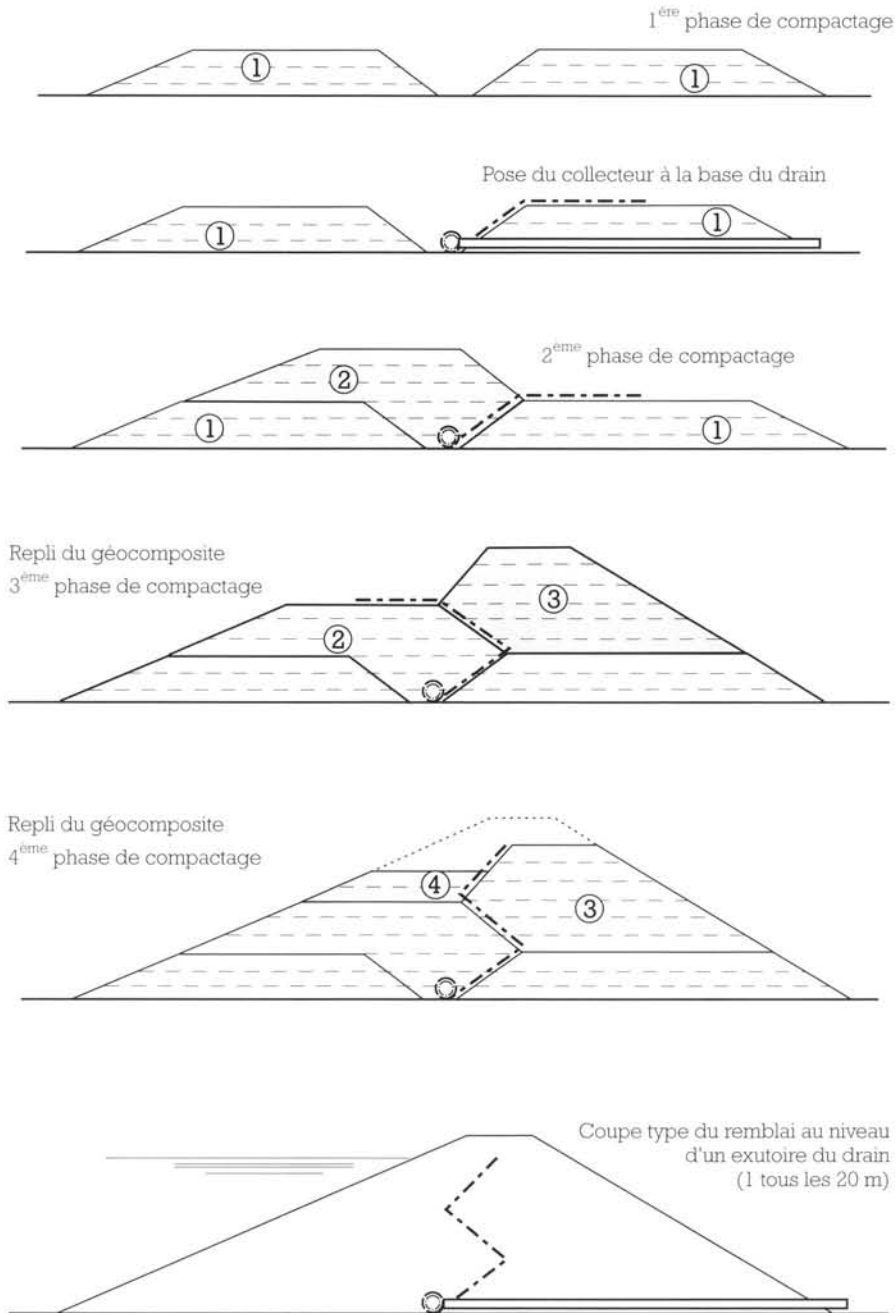


Figure 9 – Les différentes phases de la mise en place d'un drain géotextile composite.

2.5.3.5 – ÉVOLUTION DU DRAINAGE AU COURS DES TROIS DERNIÈRES DÉCENNIES

Rappelons quelques chiffres.

78 % des barrages soumis à l'enquête sont drainés. Parmi ceux-ci, 79 % le sont par un drain cheminée, 13 % par un tapis et quelques autres par un drain mixte, un géotextile composite, ou un drain sommaire.

Ces chiffres ne reflètent pas l'évolution du drainage au cours des trois dernières décennies sur laquelle il est intéressant de revenir.

Avant 1970, tous les barrages étaient réalisés avec un tapis horizontal (tableau 11 (a)).

Dans la décennie 1971-1980 va se produire un changement d'attitude des constructeurs qui vont peu à peu privilégier le drain vertical. Ce choix devient net à partir de 1976. De 1976 à 1980, le tapis horizontal n'est plus retenu que dans 10 % des cas tandis que 90 % des barrages ont un drain cheminée.

Cette tendance ne va faire que s'accroître par la suite et, à partir de 1991, tous les barrages vont être construits avec un drain vertical ; la fondation n'est apparemment plus drainée.

Tableau 11 - Évolution du drainage dans les barrages (153 ouvrages validés sur 167 barrages drainés).

Année de construction	Tapis drainant	Drain vertical	Total	Année de construction	Tapis drainant	Drain vertical	D. verti. + puits	Total
Jusqu'en 1970	5 100 %	-	5	Jusqu'en 1970	5 100 %	-	-	5
1971 - 1975	9 75 %	3 25 %	12	1971 - 1975	9 75 %	3 25 %	-	12
1976 - 1980	2 10 %	18 90 %	20	1976 - 1980	2 10 %	7 35 %	11 55 %	20
1981 - 1990	6 7 %	85 93 %	91	1981 - 1990	6 7 %	74 81 %	11 12 %	91
1991 - 1999	-	25 100 %	25	1991 - 1999	-	18 72 %	7 28 %	25
	(a)				(b)			

En réalité, l'évolution du système drainant a été plus hésitante et plus complexe qu'il n'y paraît à première vue. De 1976 à 1980, des puits drainants ont été associés au drain vertical (tableau 11(b)). 55 % des barrages construits au cours de cette période en possèdent. Ce n'est que dans la décennie suivante et par la suite, c'est à dire de 1981 à 1999, que le drain vertical est plus franchement privilégié ; le contrôle des percolations et des sous-pressions en fondation par un tapis ou par des puits n'étant plus maintenu que pour 1 barrage sur 5. Ces traitements seront d'ailleurs très sélectifs et intéresseront avant tout des ouvrages relativement importants construits par des maîtres d'œuvre à compétence nationale ou locale.

Pour les maîtres d'œuvre peu spécialisés, le système drainant des barrages est passé en 30 ans du tout horizontal au tout vertical, ou presque, sans aucune compensation en fondation et probablement sans état d'âme.



Photographie 1 – Mise en place du collecteur à la base du drain en géosynthétique.



Photographie 2 – Compactage du remblai. On remarquera sur la photographie le foisonnement des terres en bordure du massif compacté.



Photographie 3 – Cette photographie illustre les difficultés de mise en place des sols contre le géosynthétique avec un compacteur classique.

Cette évolution va, certes, dans le sens d'une amélioration du drainage du remblai. Le rabattement de la nappe est bien assuré par la cheminée drainante si celle-ci atteint la cote de retenue normale et ce choix renforce la stabilité de l'ouvrage en s'opposant à toute percolation vers l'aval qui pourrait résulter d'une négligence de chantier. Elle va aussi dans le sens d'une économie de structure à la construction mais, dans le même temps, la fondation est incontestablement négligée.

L'évolution du dispositif drainant tel qu'il vient d'être décrit n'a donc pas été totalement positive et cela aura des conséquences sur le comportement des ouvrages, comme nous le verrons par la suite.

2.5.4 - DISPOSITIONS PRISES POUR LA PROTECTION DE LA CRÊTE ET DES TALUS

Elles vont conditionner le vieillissement des barrages en surface.

2.5.4.1 – LES OPTIONS EN CRÊTE

1) LE DIMENSIONNEMENT DE LA CRÊTE

Dans le Sud-Ouest de la France les petits barrages ont une largeur en crête qui varie entre 3 et 5 m. Elle est exceptionnellement portée à 10 et 11 m sur les barrages de SAINT CRICQ (Gers) et de MONCLAR DE QUERCY (Tarn-et-Garonne) pour permettre le passage de routes départementales et réduite à 2 m sur le barrage de BEZODIS (Gers) surélevé de 1,5 m à partir de la crête en raidissant le haut des talus à 2/1.

D'une manière générale, le dimensionnement de la crête n'est pas déterminé en fonction de la hauteur du remblai par l'application des formules classiques¹² puisqu'il y a un très faible coefficient de corrélation ($r = 0,2$) entre la largeur réelle et la largeur calculée, quelle que soit la formule utilisée.

Que constate-t-on ?

Des attitudes différentes des maîtres d'œuvre.

Tableau 12 - Largeur en crête (en m) selon la taille de l'ouvrage et la maîtrise d'œuvre.

		$H^2 \sqrt{V} < 100$	$100 \leq H^2 \sqrt{V} < 300$	$H^2 \sqrt{V} \geq 300$
Maîtrise d'œuvre de compétence nationale	①	3	3	3,5
	②	3,75	4,25	5,25
Maîtrise d'œuvre de compétence locale		4	4,25	-
Maîtrise d'œuvre peu spécialisée		4	-	-
Recommandations CFGB (valeurs minimales)		3	4	5

¹² Largeur en crête (formules classiques) :

$$L = 1/3 H$$

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

$$L = 3,6 H^{1/3} - 3 \text{ avec } L \text{ largeur en crête (en m) et } H \text{ hauteur du barrage (en m).}$$

Il y a ceux qui adoptent une largeur de 3 m pour les barrages à $H^2\sqrt{V} < 300$ et qui élargissent la crête à 3,5 m, ou plus, au-dessus et il y a ceux qui modulent beaucoup plus la largeur en crête en fonction de la taille de l'ouvrage (sans appliquer les formules classiques) en retenant des dimensions toujours supérieures aux recommandations du CFGB (tableau 12).

2) LES DIFFÉRENTS TYPES DE PROTECTION

Les protections adoptées en crête sont très variables depuis l'absence totale de revêtement protecteur jusqu'à l'aménagement d'une route, en passant par des traitements plus rustiques à base de graviers roulés ou de ballast, ou encore par une crête enherbée. L'ensemencement par des graminées n'est d'ailleurs pas systématique. De nombreux ouvrages, notamment dans le Gers, sont seulement colonisés par une végétation spontanée (pas forcément herbacée) qui peut mettre plusieurs années à former un revêtement végétal protecteur continu.

Lorsque le renforcement est réalisé par des graves ou des roches concassées (ballast 20-80 mm), il se limite, généralement, à une bande de roulement de l'ordre de 3 m bordée par une pelouse lorsque la largeur en crête dépasse cette dimension. L'épaisseur du revêtement est normalement de 0,2 m, mais il peut descendre à 0,1 m et, à l'opposé, s'épaissir dans des cas particuliers comme celui du barrage de CATONVIELLE (Gers) où la crête a été plusieurs fois renforcée pour compenser des rehausses successives du seuil déversant.

Sur l'ensemble des ouvrages visités, 2,5 % ont une crête renforcée par des enrobés et 32,5 % par un chemin rural. Les 65 % restant ont seulement une crête enherbée ou en voie de végétalisation.

Globalement, 1 barrage sur 3 possède un renforcement de la crête. Le tableau 13 montre, cependant, que ce chiffre varie d'un département à l'autre. Le Gers reste celui où les barrages sont les plus rustiques puisque 1 barrage sur 4 est traité, alors que, dans les autres départements, 1 sur 3 ou plus de 1 sur 2 le sont.

Tableau 13 – Les options en crête selon le département.

	Gers	Gironde	Haute-Garonne	Landes	Lot-et-Garonne	Tarn-et-Garonne	Tous départ.
Crête non traitée (en %)	74	43	48	57	68	59	65
Crête renforcée (en %)	26	57	52	43	32	41	35

En règle générale, les barrages les plus importants ($H^2\sqrt{V} > 100$) ont une protection en crête tandis que les ouvrages de petite taille, notamment les barrages à $H^2\sqrt{V} < 50$, sont majoritairement non revêtus (tableau 14).

Les maîtres d'œuvre à compétence locale et les maîtres d'œuvre peu spécialisés font le choix de ne pas renforcer la crête dans 80 % des cas ou plus, alors que les maîtres d'œuvre à compétence nationale protègent plus volontiers le sommet des barrages puisque 60 % de leurs ouvrages sont renforcés, contre 40 % qui ne le sont pas (tableau 15).

Tableau 14 - Type de traitement en crête selon la taille de l'ouvrage.

	Crête enherbée		Crête renforcée		Total	
$H^2\sqrt{V} < 50$	83	84 %	16	16 %	99	100%
$50 \leq H^2\sqrt{V} < 100$	38	70 %	16	30 %	54	100%
$100 \leq H^2\sqrt{V} < 200$	11	33 %	22	67 %	33	100%
$H^2\sqrt{V} \geq 200$	4	17 %	19	83 %	23	100%
Inconnue	4	67 %	2	33 %	6	100%
Total (215 ouv. val. sur 215)	140	65 %	75	35 %	215	100%

Tableau 15 - Type de traitement en crête selon la maîtrise d'œuvre.

	Crête enherbée		Crête renforcée		Total	
Maîtrise d'œuvre de compétence nationale	37	40 %	56	60 %	93	100%
Maîtrise d'œuvre de compétence locale	57	80 %	14	20 %	71	100%
Maîtrise d'œuvre peu spécialisée	39	91 %	4	9 %	43	100%
Maîtrise d'œuvre inconnue	7	87 %	1	13 %	8	100%
Total (215 ouv. val. sur 215)	140	65 %	75	35 %	215	100%

2.5.4.2 – LA PROTECTION DU TALUS AMONT

1) LES TYPES DE REVÊTEMENT

Les battements de la houle, ou des vagues qui se forment à la surface d'un plan d'eau en période de vent fort ou de tempête et qui viennent heurter le talus amont des barrages, ont un rôle érosif bien connu. Sur les grands ouvrages ou la longueur de retenue sur laquelle le vent souffle (fetch) est généralement importante, le talus amont est protégé de l'impact des vagues par un riprap. Ce n'est pas toujours le cas pour les ouvrages de dimension modeste dont le talus amont est souvent simplement enherbé.

Dans le Sud-Ouest de la France, 61 % des barrages visités ont un talus amont enherbé au-dessus de la cote normale du plan d'eau. La couverture végétale peut être clairsemée dans le cas des talus en voie de végétalisation ou, au contraire, très couvrante avec souvent une rangée de plantes héliophytes à fort enracinement au niveau de la ligne d'eau (iris, massettes, scirpes), quand il ne s'agit pas d'une végétation arbustive (saules, aulnes, etc...). La technique américaine qui consiste à végétaliser une risberme de plusieurs mètres en pente faible (1/10) pour protéger le talus de l'impact des vagues au niveau de la retenue normale n'a jamais été mise en œuvre sur les barrages du Sud-Ouest de la France en raison du volume supplémentaire de remblai qu'elle impose. Il est vrai, aussi, que cette solution concerne essentiellement des plans d'eau à niveau constant qui sont peu nombreux dans la population enquêtée.

39 % des talus sont protégés par un riprap. Parmi ceux-ci, les barrages de l'UBY et de SEPT-HOUNTAS (Gers) bénéficient, avec quelques autres, d'une couverture en enrochements continue sur tout le

talus amont. Au barrage de l'UBY, les enrochements sont compris entre les pentes de 1/2,5 et 1/3 pour assurer une protection antibatillage et renforcer la stabilité du talus (figure 10 (a)). Au barrage des SEPT-HOUNTAS, le revêtement d'épaisseur uniforme est purement protecteur. Sa mise en place tient à la présence d'une carrière de calcaire à proximité du site (figure 10 (b)).

Le plus souvent, le riprap est limité à la partie supérieure du talus avec une protection perchée conforme à celle de la figure 10 (c) (39 % des barrages renforcés) ou à celle de la figure 10 (d) (54 % des ouvrages).

Dans ces deux derniers cas, les enrochements de la base doivent être bloqués sur une risberme qui empêche toute possibilité de glissement.

Les éléments en béton préfabriqué, les géocomposites alvéolaires remplis de matériaux grossiers, n'ont jamais été utilisés.

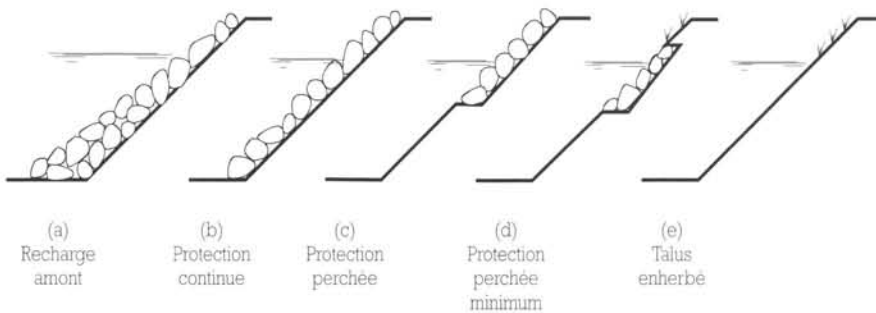


Figure 10 - Les différents types de revêtement du talus amont.

En Gironde, Landes et Tarn-et-Garonne plus de 1 barrage sur 2 possède un revêtement lourd. Dans la Haute-Garonne les 3/4 des talus ont un riprap. Dans le Gers, où l'on compte de nombreux ouvrages de petite dimension, les protections sont beaucoup moins fréquentes (tableau 16).

On remarquera que la protection perchée minimum est largement utilisée dans les Landes et, dans une moindre mesure, en Lot-et-Garonne. Dans le Tarn-et-Garonne et surtout dans la Haute-Garonne, c'est la protection perchée jusqu'à la crête qui lui est préférée.

Tableau 16 - Type de revêtement du talus amont selon le département.

	Gers		Gironde		Haute-Garonne		Landes		Lot-et-Garonne		Tarn-et-Garonne		Total
Riprap													
type (a) (b)	4		2		-		-		-		-		6
type (c)	8	15 %	1	57 %	13	76 %	-	61 %	2	42 %	9	52 %	33
type (d)	2		1		6		17		14		5		45
Talus enherbé	76	85 %	3	43 %	6	24 %	11	39 %	22	58 %	13	48 %	131
type (e)													
Total (215 ouv. val. sur 215)	90	100 %	7	100 %	25	100 %	28	100 %	38	100 %	27	100 %	215

Quels sont les talus protégés ?

Ce sont :

- les talus orientés face au vent dominant, mais pas uniquement ;
- les talus des barrages à $H^2 \sqrt{V} > 100$ majoritairement ;
- les talus des «grands barrages» quelle que soit leur orientation, sauf quelques exceptions ;
- les ouvrages réalisés par une maîtrise d'œuvre à compétence nationale le plus souvent.

Les résultats des tableaux 17 et 18 en témoignent.

Tableau 17 - Type de traitement du talus amont selon la taille de l'ouvrage.

	Talus non protégé		Talus protégé		Total	
$H^2 \sqrt{V} < 50$	81	82 %	18	18 %	99	100%
$50 \leq H^2 \sqrt{V} < 100$	33	61 %	21	39 %	54	100%
$100 \leq H^2 \sqrt{V} < 200$	9	27 %	24	73 %	33	100%
$H^2 \sqrt{V} \geq 200$	4	17 %	19	83 %	23	100%
Inconnue	4	67 %	2	33 %	6	100%
Total (215 ouv. val. sur 215)	131	61 %	84	39 %	215	100%

Tableau 18 - Type de traitement du talus amont selon la maîtrise d'œuvre.

	Talus non protégé		Talus protégé		Total	
Maîtrise d'œuvre de compétence nationale	45	48 %	48	52 %	93	100%
Maîtrise d'œuvre de compétence locale	45	63 %	26	37 %	71	100%
Maîtrise d'œuvre peu spécialisée	35	81 %	8	19 %	43	100%
Maîtrise d'œuvre inconnue	6	75 %	2	25 %	8	100%
Total (215 ouv. val. sur 215)	131	61 %	84	39 %	215	100%

2) LE DIMENSIONNEMENT DU RIPRAP

La granulométrie des enrochements préconisée par les maîtres d'œuvre est de 100 – 300 mm ou 100 – 400 mm, le plus souvent.

Sur les barrages de LANTA, PARAYRE, GARAC (Haute-Garonne), ou TAILLURET (Landes) et quelques autres, les blocs atteignent des dimensions de 500 mm ou même 800 mm et constituent donc des protections lourdes.

Une blocométrie plus aléatoire mais plus fermée avec du ballast qui remplit les vides est utilisée sur les retenues de petite dimension qui sont soumises à des vagues peu importantes en raison de la faible longueur de fetch.

L'épaisseur des revêtements (épaisseur mesurée perpendiculairement au parement) est de 0,3 m à 0,5 m d'après les indications de projet. Les blocs sont mis en place sur une couche d'assise en

sable 0/40 mm, en graves 0/80 mm, ou sur un concassé 80/100 mm de 0,1 à 0,2 m d'épaisseur, ou encore sur un géotextile. Les enrochements à granulométrie relativement fermée sont souvent posés directement sur le remblai.

L'extension du riprap est, comme indiqué par la figure 10, très variable. La protection est placée (couverture totale mise à part) de la cote RN - 3 m ou RN - 4 m jusqu'à la crête ou, beaucoup plus souvent encore, de la cote RN - 1 m ou RN - 1,5 m à RN + 1 m ou RN + 1,5 m, voire RN - 0,3 m à RN + 0,3 m.

Quels sont les critères qui ont déterminé ces choix ?

Si l'on tient compte uniquement des ouvrages où la position des enrochements ne prête à aucune contestation possible, parce qu'elle est « cotée » au projet (32 cas sur 84 protections recensées) et du calcul de la hauteur de la vague par la formule de Bretschneider (le lecteur se reportera au § 3.4.3), on peut émettre les hypothèses suivantes :

- protection du talus pour une retenue à la cote normale et une vague correspondant à un vent fort (72 km/h) dans 100 % des cas (32 sur 32) ;
- protection du talus pour une retenue à la cote normale et une vague correspondant à un vent de tempête (126 km/h) dans 88 % des cas (28 sur 32) ;
- l'occurrence de la crue millénaire et d'une grosse vague (vent de 126 km/h) n'est prise en compte que dans 44 % des cas (14 sur 32) pour les revêtements de talus assurés jusqu'à la crête.

Sous la cote de retenue normale, le riprap mis en place jusqu'à la cote RN - 1 m ou RN - 1,5 m protège le remblai pour la période de fin de remplissage de la retenue ou pour un début de marnage, c'est à dire pour des fetchs relativement importants et proches de la longueur maximum de la retenue.

Lorsque le revêtement descend jusqu'à RN - 3 m ou RN - 4 m, il empêche généralement l'érosion du talus sur toute la hauteur de marnage.

Pour les revêtements minimum RN - 0,3 m à RN + 0,3 m, la ligne d'enrochements ne protège guère le talus que d'une houle persistante pour un plan d'eau à la cote normale (ce type de protection n'intéresse que quelques barrages de très petite dimension dans les Landes).

D'après l'enquête, les talus les mieux protégés au-dessus comme au-dessous de la cote de retenue normale sont incontestablement ceux de la Haute-Garonne et de la Gironde. Le riprap a une extension minimum dans les Landes où la recherche d'économie de structure est évidente.

3) LES MATÉRIAUX UTILISÉS

Les ripraps mis en place sur les barrages du Sud-Ouest de la France sont constitués, le plus souvent, pour ne pas dire exclusivement, par des roches calcaires. Sur place, c'est à dire dans les départements du Gers, de la Haute-Garonne, du Tarn-et-Garonne et du Lot-et-Garonne, ces roches sont souvent de médiocre qualité mécanique (calcaires marneux essentiellement).

Les sites d'extraction en roches dures se situent dans les premiers reliefs des Pyrénées et au Nord, au Nord-Est et à l'Est des régions Aquitaine et Midi-Pyrénées (calcaires du Tertiaire en avant de la chaîne Pyrénéenne en Haute-Garonne et Ariège, calcaires du Secondaire en quasi continuité d'Est en Ouest de la chaîne, calcaires du Primaire en Ariège, roches dures provenant des causses du Lot et du Tarn-et-Garonne où dominent les calcaires du Jurassique, ou encore des petits chaînons de la Montagne Noire et des Monts de Lacaune). Les autres roches massives (granites, gneiss, quartzites, basaltes) qui pourraient constituer d'excellentes protections antibatillage sont exploitables dans les départements du Lot, de l'Aveyron, ou du Tarn, c'est à dire encore plus loin des sites de barrages enquêtés et leur utilisation est rendue problématique par le coût élevé du transport.

Ces difficultés conjoncturelles et économiques expliquent, en grande partie, les choix des maîtres d'œuvre qui ont utilisé :

- des gisements de proximité quelle que soit la qualité de la roche ;
- mis en place des matériaux durs mais moins bien calibrés et bon marché ;
- ou réduit le volume des enrochements, ce qui revient à justifier les protections perchées décrites ci-dessus.

Il va sans dire que cela aura des conséquences sur le comportement des revêtements antibatillage comme nous le verrons au § 3.4.

2.5.4.3 - LA PROTECTION DU TALUS AVAL

Habituellement le talus aval est protégé des intempéries et du ruissellement par 0,1 m ou 0,2 m de terre végétale engazonnée. Les barrages du Sud-Ouest de la France n'échappent pas à cette règle.

Ce choix n'est cependant pas exclusif puisque, dans le Gers, de nombreux talus restent à l'état brut après élimination du profil excédentaire du remblai en fin de chantier. Dans ce cas, le parement n'est pas ensemencé et il est colonisé par une végétation spontanée, pas nécessairement herbacée, qui ne constituera une couverture continue qu'au bout de plusieurs années.

2.6 – LES OUVRAGES ANNEXES. LES CHOIX TECHNIQUES

Les fonctions d'évacuation des crues, de vidange et de prise d'eau des barrages enquêtés sont assurées par des ouvrages distincts.

2.6.1 - LES VIDANGES DE FOND

Les vidanges de fond sont des conduites en acier, en PVC, en béton ou en fonte, de diamètre variant entre Ø 150 mm et Ø 1200 mm. Des écrans anti-renard en acier ou en béton placés le long de la conduite et un enrobage de celle-ci par une argile compactée, par du béton coulé à pleine fouille, ou par un lit de mastic bitumineux, assurent l'étanchéité à la pose.

Pour 189 des barrages visités sur 215 (25 fiches techniques ne précisent pas le type de conduite et un barrage n'en a pas), on compte :

- 82 % de conduites en acier ;
- 15 % en PVC ;
- 2 % en béton ;
- 1 % en fonte (1 seul cas).

En se référant au tableau 19, on constate que les conduites en acier ont toujours été utilisées. Les conduites en PVC ont été introduites vers 1985.

Tableau 19 - Type de conduite de vidange suivant la période de construction.

	Acier		PVC		Béton		Fonte		Total	
Avant 1985	59	91 %	2	3 %	4	6 %	-	-	65	100%
1985 et après	91	77 %	26	22 %	-	-	1	1 %	118	100%
Total (183 ind. val. sur 215)	150	82%	28	15,5%	4	2%	1	0,5%	183	100%

Le tableau 20 qui représente l'évolution des options en fonction de la taille des ouvrages, montre que les conduites en acier sont toujours majoritaires et que leur pourcentage augmente avec la taille des barrages pour devenir l'option exclusive sur les grands ouvrages. La conduite en PVC reste très attractive dans la catégorie des petits barrages à $H^2\sqrt{V} < 50$ (1 conduite sur 4) en raison de son faible coût.

L'utilisation des conduites en béton ou en fonte n'est qu'anecdotique.

Tableau 20 - Type de conduite de vidange selon la taille des ouvrages.

	Acier		PVC		Béton		Fonte		Total	
$H^2\sqrt{V} < 50$	60	70 %	22	26 %	4	4 %	-	-	86	100%
$50 \leq H^2\sqrt{V} < 100$	43	90 %	5	10 %	-	-	-	-	48	100%
$100 \leq H^2\sqrt{V} < 200$	29	94 %	1	3 %	-	-	1	3 %	31	100%
$H^2\sqrt{V} \geq 200$	23	100 %	-	-	-	-	-	-	23	100%
Total (188 cond. val. sur 189)	155	82 %	28	15 %	4	2 %	1	1 %	188	100%

Il est intéressant de constater, dans le tableau qui suit, que tous les départements n'ont pas adopté la conduite en PVC, pour les barrages enquêtés tout au moins. La Gironde, la Haute-Garonne et les Landes qui possèdent un pourcentage important de petits barrages (voir le tableau 1) ont toujours mis en place une conduite en acier enrobée de béton. Notons que la protection cathodique de celle-ci n'est pas systématique (le taux de traitement n'est pas connu).

Les conduites de vidange ont une crépine à l'amont et une vanne à l'aval et fonctionnent sous pression dans une majorité de cas (93 %). La prise d'eau est assurée par piquage en dérivation à l'extrémité aval de la conduite de vidange.

Tableau 21 – Type de conduite de vidange selon les départements.

	Acier	PVC	Béton	Fonte	Total
Gers (82 ind. val. sur 90)	72 %	23 %	5 %	–	100%
Gironde (4 ind. val. sur 7)	100 %	–	–	–	100%
Haute-Garonne (23 ind. val. sur 25)	100 %	–	–	–	100%
Landes (26 ind. val. sur 28)	100 %	–	–	–	100%
Lot-et-Garonne (33 ind. val. sur 38)	85 %	15 %	–	–	100%
Tarn-et-Garonne (21 ind. val. sur 27)	76 %	19 %	–	5 %	100%

Pour les ouvrages les plus importants et pour le petit barrage de Perchède (Gers) construit en 1925, une vanne est placée à l'amont de la conduite et joue le rôle de batardeau en cas de besoin.

2.6.2 - LES EVACUATEURS DE CRUES

L'évacuation des crues se fait, à une exception près, à partir d'ouvrages de surface qui évacuent des débits de quelques m^3/s à quelques dizaines de m^3/s (74 % des bassins versants ont 5 ou moins de $5 km^2$ et 87 % ont 10 ou moins de $10 km^2$; le bassin versant le plus étendu en compte 64 (d'après 168 références sur 215)).

Les ouvrages déversants sont :

- des évacuateurs de crues à écoulement libre et entonnement frontal posés sur le remblai ;
 - des évacuateurs de crues à écoulement libre et entonnement frontal placés en rive ;
 - des évacuateurs de crues à écoulement libre et entonnement latéral situés en rive ;
- auxquels il faut ajouter un évacuateur de crues enterré.

L'évacuateur de crues le plus répandu est l'ouvrage en béton banché de structure classique schématisé par la figure 11 (a). Il est présent dans 40 % des cas.

Ce type d'ouvrage, posé sur le remblai ou en rive, n'est jamais improvisé. Toutes les parties, seuil de profil Craeger (le plus souvent), longueur déversante, dimensionnement du convergent, du chenal et du coursier, aménagement du bassin de dissipation en béton¹³ et jusqu'aux dosages des bétons et aux ferrillages, font l'objet de calculs et de recommandations définis au projet. Un soin particulier doit être apporté à la réalisation des bétons. Des articulations avec joints de dilatation, destinées à améliorer le comportement de l'ouvrage en absorbant les légères déformations du massif et de la fondation, doivent être mises en place en radier et dans les bajoyers (ouvrage découpé en éléments de 8 à 12 mètres de longueur). Des précautions supplémentaires doivent être prises au contact de la terre et du béton pour éviter les sous-pressions à l'arrière des murs (drain de sable, drainflex, barbacanes), ou pour s'opposer à

13 Sur les petits ouvrages le bassin de dissipation peut également être réalisé en enrochements liés au béton ou en agglomérés.

l'érosion interne en allongeant les cheminements éventuels au contact terre-béton par des redans ou des contre pentes (application de la règle de Lane indiquée au § 3.14.3). Ce sont des ouvrages onéreux.

Pour diminuer le coût de la construction, tout en maintenant l'option essentielle qui est d'empêcher tout contact direct entre les écoulements et les sols du remblai ou de la rive, il existe plusieurs variantes :

- l'ouvrage construit avec un radier en béton et des bajoyers en parpaings ;
- l'évacuateur réalisé à partir d'éléments préfabriqués posés sur une forme en terre ou un lit de béton, puis jointoyés et calés par des murs de béton.

Ces deux variantes concernent 6,5 % des évacuateurs de crues.

La figure 11 (b) représente un autre type d'ouvrage déversant entièrement protégé mais, cette fois, par des blocs d'encrochements liés au béton ou au mortier (exceptionnellement au béton bitumineux).

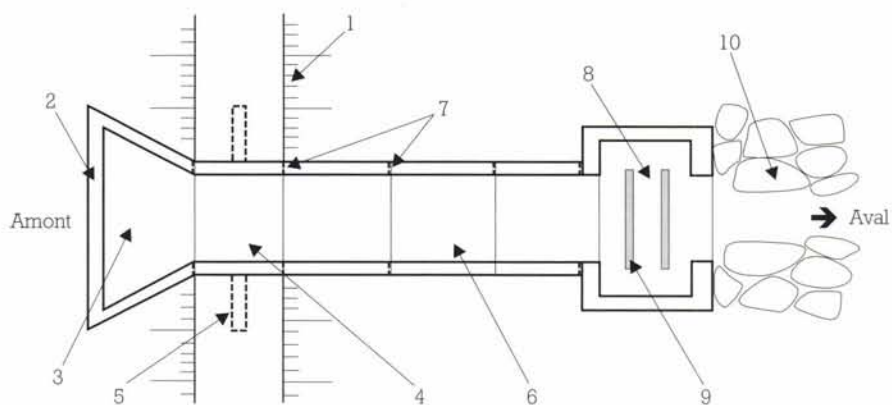
Ce type d'ouvrage consiste à réaliser un lit de sable avec un réseau de drains, à couler au-dessus un tapis de béton de 15 à 20 cm d'épaisseur bien ancré à l'amont, puis à y incorporer les blocs d'encrochements avant la prise et à terminer le remplissage entre les blocs par projection de béton à la lance. Les éjecteurs du réseau drainant ramenés à la surface de l'ouvrage permettent d'éviter les sous-pressions sous le béton¹⁴.

Ce type d'évacuateur est construit sur le remblai ou en rive (majorité des cas). Il intéresse aujourd'hui 7 % des ouvrages déversants dans le Sud-Ouest de la France.

Les autres types d'évacuateurs sont des ouvrages à écoulement libre et entonnement frontal construits en rive. Parmi eux, on trouve les « évacuateurs composites » de la figure 11 (c) avec chenal bétonné se diversifiant à l'aval en un coursier mineur en buses semi-circulaires pour l'évacuation des petits débits et en un coursier majeur enherbé pour l'évacuation des forts débits, via un canal latéral à fond plat engazonné se déversant par un muret sur un lit d'encrochements qui dissipe l'énergie des écoulements avant de les évacuer directement sur la pente enherbée du versant.

Ce déversoir béton-terre, de type économique, peut présenter lui aussi des variantes, notamment sur la position du coursier mineur par rapport au majeur (il est tantôt latéral, tantôt central) ou sur la structure du chenal. Sur certains ouvrages, ce dernier est constitué par deux batardeaux en béton limitant un sas d'amortissement du courant qui est enherbé ou enroché et dans lequel l'eau transite avant de s'évacuer vers l'aval par un coursier mineur en 1/2 buses ou par un coursier majeur enherbé (schéma (d) de la figure 11). Les évacuateurs de crues composites équipent 6,5 % des barrages visités.

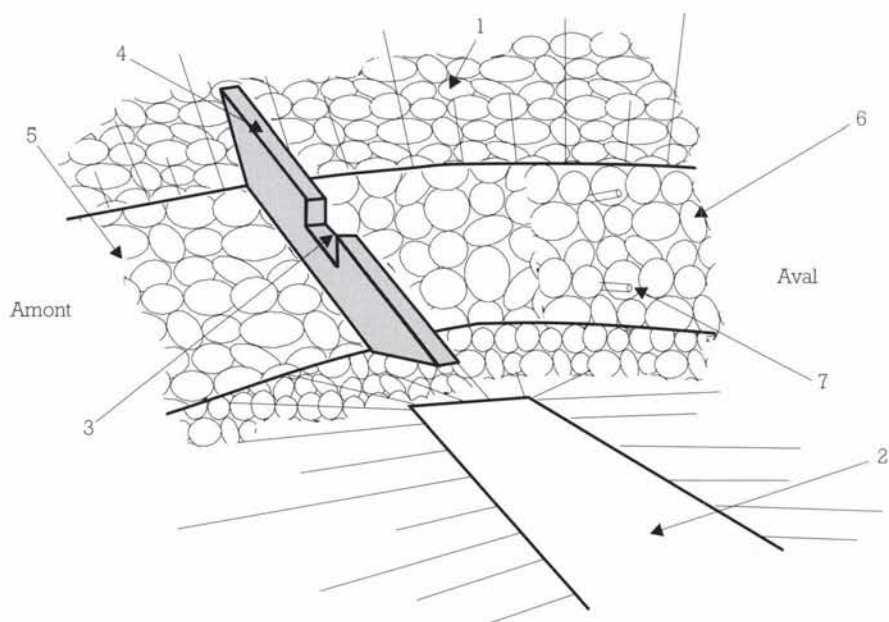
14 Il n'est pas certain que tous les évacuateurs en encrochements liés aient été construits avec un drainage en radier



11 - a) - Evacuateur en béton

- 1 - remblai
- 2 - seuil déversant
- 3 - convergent
- 4 - chenal
- 5 - écran anti-renard

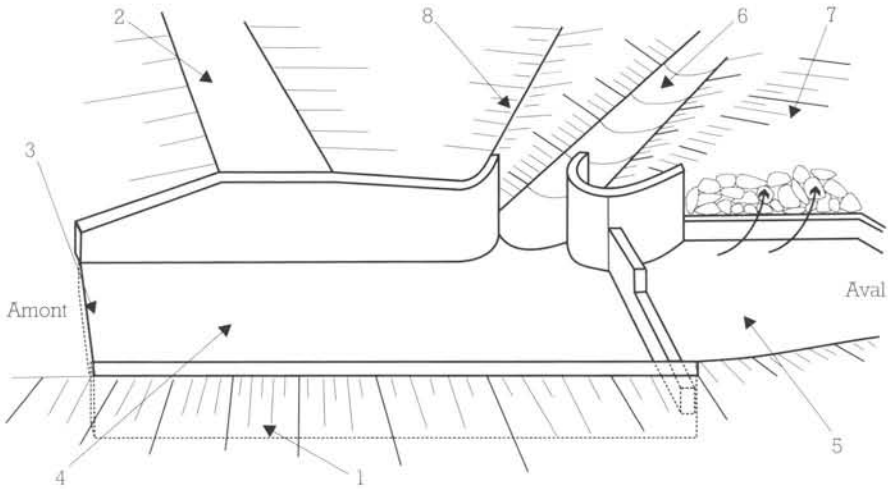
- 6 - coursier
- 7 - joints waterstop
- 8 - bassin de dissipation
- 9 - brise jet
- 10 - chenal de restitution à la rivière



11 - b) - Evacuateur en enrochements liés au béton ou au mortier

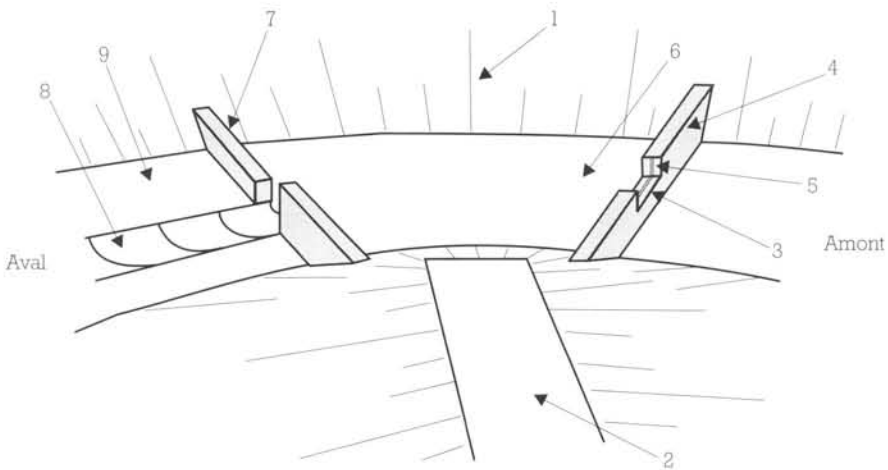
- 1 - versant
- 2 - remblai
- 3 - seuil mineur
- 4 - seuil majeur

- 5 - entrée de l'évacuateur
- 6 - coursier
- 7 - éjecteur de drain



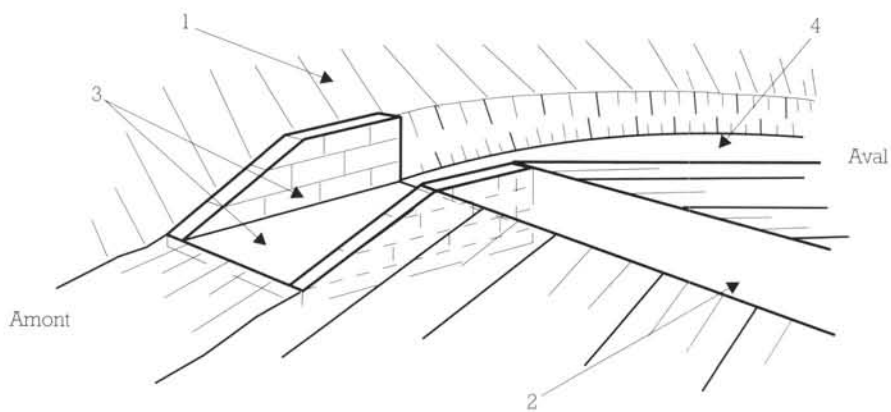
11 - c) - Evacuateur composite

- | | |
|------------------------------|--------------------------------|
| 1 - versant | 5 - chenal latéral enherbé |
| 2 - remblai | 6 - coursier mineur en ½ buses |
| 3 - entrée de l'évacuateur | 7 - coursier majeur enherbé |
| 4 - chenal principal bétonné | 8 - pied de digue |



11 - d) - Evacuateur composite (variante)

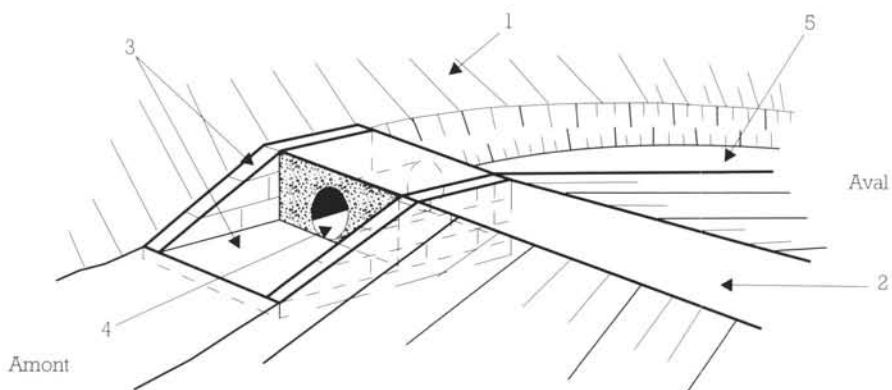
- | | |
|----------------------------|--------------------------------|
| 1 - versant | 6 - sas |
| 2 - remblai | 7 - batardeau aval |
| 3 - seuil mineur | 8 - coursier mineur en ½ buses |
| 4 - seuil majeur | 9 - coursier majeur terrassé |
| 5 - rainure pour batardeau | |



11 - e) - Evacuateur mixte

1 - versant
3 - entonnement et chenal
(radier en béton, bajoyers maçonnés)

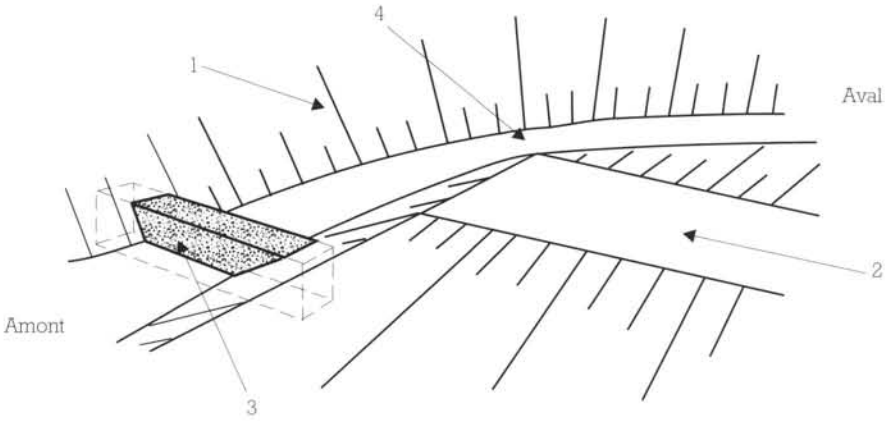
2 - remblai
4 - coursier terrassé



11 - f) - Evacuateur busé

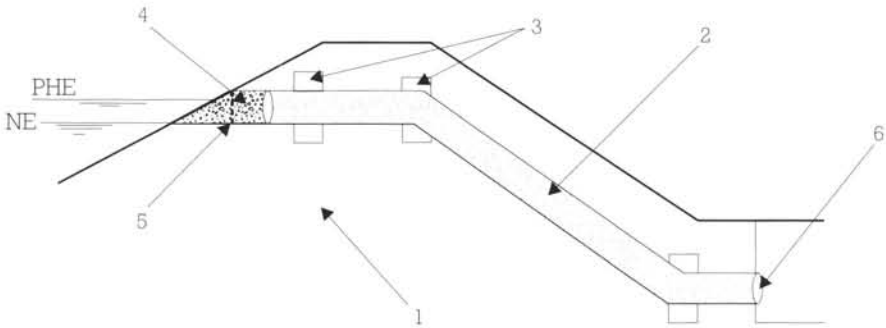
1 - versant
2 - remblai
3 - entonnement (radier en béton,
bajoyers maçonnés)

4 - chenal busé
5 - coursier en déblai dans le TN



11 - g) - Seuil en dur
1 - versant
2 - remblai

3 - seuil en béton ou maçonné
4 - chenal et coursier terrassés



11 - h) - Schéma de l'évacuateur de crues du barrage de VIC FEZENSAC (Gers)

1 - remblai
2 - conduite enterrée
3 - blocs d'ancrage

4 - entonnement du déversoir
5 - grille de protection
6 - orifice de sortie

Figure 11 - Les différents types d'évacuateur de crues.

34 % des évacuateurs sont des ouvrages encore plus rustiques. Citons :

- les évacuateurs de type « mixte » représentés par un seuil et un chenal d'écoulement en dur (murs de parpaings ou de béton) prolongés par un coursier creusé en déblai dans le versant qui rejoint le ruisseau soit en longeant le pied de digue, soit en s'en écartant de plusieurs dizaines de mètres (figure 11 (e)) ;
- les évacuateurs avec un chenal busé (buses en Ø 800 mm ou Ø 1000 mm) et un coursier en terre (schéma (f) figure 11) ;
- les évacuateurs constitués par une poutre en béton ou un mur de parpaings en guise de seuil déversant suivi d'un chenal et d'un coursier terrassés (figure 11 (g)).

Les premiers représentent 25 % des ouvrages déversants, les seconds 5 % et les évacuateurs les plus sommaires 4 %.

Quelques cas particuliers sont encore à signaler tel que l'évacuateur de crues enterré du barrage de VIC FEZENSAC (Gers) (figure 11 (h)), l'évacuateur de crues entièrement enherbé du barrage de LUPIAC (Gers) qui s'inscrit dans un col situé à une centaine de mètres du barrage et qui permet d'évacuer les crues vers un thalweg voisin de la vallée principale sans aucun souci d'endommagement du barrage en cas de forts débits, ou encore, celui du barrage de HOUIS (Gers) où le remplissage de la retenue est totalement maîtrisé par un pompage dans une rivière voisine et où l'évacuateur est remplacé par un simple fossé de trop plein.

Signalons, enfin, que 10 % des évacuateurs principaux sont doublés d'un évacuateur de sécurité enherbé situé en rive.

Ce qui frappe, à propos de ces ouvrages déversants, c'est d'abord la très grande diversité des options et l'imagination des maîtres d'œuvre dans la recherche de structures économiques. Ceci étant, il va s'en dire que la « sophistication » de l'évacuateur est étroitement liée à la taille de l'ouvrage et du bassin versant. Les tableaux 22 et 23 montrent l'évolution des options.

Tableau 22 - Type d'évacuateur de crues selon la taille de l'ouvrage.

	Béton	Var. parp.	Enr. liés	Comp ^{te}	Mixte	Busé	Seuil	Autre	N.préci.	Total
$H^2\sqrt{V} < 50$	23	7	5	7	40	5	6	3	3	99
	23 %	7 %	5 %	7 %	41 %	5 %	6 %	3 %	3 %	100%
$50 \leq H^2\sqrt{V} < 100$	24	5	4	3	9	3	2	2	2	54
	45 %	9 %	7 %	5 %	17 %	5 %	4 %	4 %	4 %	100%
$100 \leq H^2\sqrt{V} < 200$	20	1	4	1	3	2	-	2	-	33
	61 %	3 %	12 %	3 %	9 %	6 %	-	6 %	-	100%
$200 \leq H^2\sqrt{V} < 300$	7	-	2	2	1	-	-	-	-	12
	58 %	-	17 %	17 %	8 %	-	-	-	-	100%
$H^2\sqrt{V} \geq 300$	10	-	-	1	-	-	-	-	-	11
	91 %	-	-	9 %	-	-	-	-	-	100%
Inconnue	3	1	-	-	-	1	-	1	-	6
	50 %	17 %	-	-	-	17 %	-	16 %	-	100%
Total (215 ouv. val. sur 215)	87	14	15	14	53	11	8	8	5	215
	40 %	6,5%	7 %	6,5%	25 %	5 %	4 %	4 %	2 %	100%

Tableau 23 - Type d'évacuateur de crues selon la taille du bassin versant.

	Béton	Var. parp.	Enr. liés	Comp ^{te}	Mixte	Busé	Seuil	Autre	N.préci.	Total
BV ≤ 1 km ²	2 4 %	1 2 %	1 2 %	3 6 %	27 51 %	6 11 %	6 11 %	4 7 %	3 6 %	53 100%
1 km ² < BV ≤ 2 km ²	17 46 %	3 8 %	1 3 %	1 3 %	10 27 %	2 5 %	1 3 %	1 3 %	1 2 %	37 100%
2 km ² < BV ≤ 5 km ²	21 60 %	1 3 %	5 14 %	3 8,5 %	3 8,5 %	1 3 %	1 3 %	-	-	35 100%
5 km ² < BV ≤ 10 km ²	11 52 %	2 10 %	2 10 %	3 14 %	2 10 %	-	-	1 4 %	-	21 100%
BV >10 km ²	18 82 %	-	3 14 %	-	1 4 %	-	-	-	-	22 100%
Inconnu	18 38 %	7 15 %	3 6 %	4 8 %	10 2 %	2 4 %	-	2 4 %	1 3 %	47 100%
Total (215 ouv. val. sur 215)	87 40 %	14 6,5%	15 7%	14 6,5%	53 25%	11 5%	8 4%	8 4%	5 2%	215 100%

On retiendra la forte proportion des évacuateurs «mixtes» parmi les barrages à $H^2 \sqrt{V} < 50$ et la présence dominante des évacuateurs en béton au delà. Les évacuateurs rustiques sont associés, sauf quelques exceptions, à des bassins versants inférieurs à 2 km².

Ceci étant, il n'y a pas que la taille qui influence les choix de structure, il y a aussi la personnalité du concepteur. Les maîtres d'œuvre à compétence nationale choisissent à près de 75 % l'évacuateur en béton classique qui sera toujours posé sur le remblai par certains d'entre eux et toujours construit en rive par d'autres (tableau 24).

Les maîtres d'œuvre à compétence locale et les maîtres d'œuvre peu spécialisés qui privilégient les économies de structure à la construction plus que la résistance des ouvrages sur le long terme vont opter majoritairement pour des évacuateurs plus rustiques, notamment pour l'évacuateur mixte.

Enfin, il faut noter une certaine régionalisation du type d'évacuateur (tableau 25). Si l'ouvrage en béton est universel, les évacuateurs en enrochements liés au béton sont une «spécialité» du Lot-et-Garonne et le déversoir mixte une «spécialité» du Gers.

Tableau 24 - Choix du type d'évacuateur de crues selon le maître d'œuvre.

	Béton	Var. parp.	Enr.liés	Comp ^{te}	Mixte	Busé	Seuil	Autre	N. préc.	Total	
Maîtrise d'œuvre	compétence nationale	68 73 %	1 1 %	7 8 %	5 5 %	7 8 %	1 1 %	-	-	4 4 %	93 100%
	compétence locale	14 20 %	5 7 %	8 11 %	4 5,5 %	26 36,5%	5 7 %	2 3 %	7 10 %	-	71 100%
	peu spécialisée	4 9 %	7 16 %	-	5 12 %	15 35 %	5 12 %	5 12 %	1 2 %	1 2 %	43 100%
	inconnue	1 12,5%	1 12,5%	-	-	5 62,5%	-	1 12,5%	-	-	8 100%
	Total (215 ouv. val. sur 215)	87 40 %	14 6,5%	15 7%	14 6,5%	53 25%	11 5%	8 4%	8 4%	5 2%	215 100%

Tableau 25 - Choix du type d'évacuateur de crues selon le département.

	Béton	Var. parp.	Enro.liés	Comp ^{te}	Mixte	Busé	Seuil	Autre	N.préci.	Total
Gers	34 38 %	-	-	4 4 %	37 41 %	7 8 %	2 2 %	5 6 %	1 1 %	90 100 %
Gironde	6 86 %	-	-	-	-	-	-	-	1 14 %	7 100 %
Haute-Garonne	7 28 %	3 12 %	1 4 %	3 12 %	6 24 %	4 16 %	1 4 %	-	-	25 100 %
Landes	10 36 %	5 18 %	2 7 %	1 3,5 %	6 21 %	-	-	1 3,5 %	3 11 %	28 100 %
Lot-et-Garonne	14 37 %	3 8 %	11 29 %	5 13 %	1 2,5 %	-	4 10.5	-	-	38 100 %
Tarn-et-Garonne	16 59 %	3 11 %	1 4 %	1 4 %	3 11 %	-	1 4 %	2 7 %	-	27 100 %
Total (215 ouv. val. sur 215)	87 40 %	14 6,5%	15 7 %	14 6,5%	53 25 %	11 5 %	8 4 %	8 4 %	5 2 %	215 100 %

Nous verrons au § 3.8 l'incidence de ces choix sur le vieillissement des ouvrages déversants.

L'aspect dimensionnel des évacuateurs de crues ne sera pas abordé dans cet ouvrage.

2.7 - SYNTHÈSE ET PROFILS TYPES DES OUVRAGES

Lorsqu'on fait la synthèse des options techniques décrites ci-dessus, on constate que l'on a construit dans le Sud-Ouest de la France quatre types de barrages en fonction de la taille, du maître d'œuvre et des impératifs sécuritaires et financiers.

1 - Des barrages performants

Ces ouvrages ont bénéficié du savoir-faire des maîtres d'œuvre à compétence nationale dans près de 90 % des cas et de l'application de toutes les règles de l'art.

Ils ont toujours fait l'objet d'études approfondies du site et des sols avant leur réalisation, de calculs de stabilité et d'un contrôle de chantier continu.

Les pentes de talus sont faibles et souvent élargies par des risbermes. Plus de 1 barrage sur 2 a fait l'objet d'un traitement spécifique en fondation par un ancrage profond, un écran, une purge ou des puits de décompression. Ces derniers sont présents dans 1 fondation sur 3.

Ces barrages ont naturellement un système drainant performant constitué par un drain cheminée jusqu'à la cote de retenue normale, ou par un tapis à forte capacité drainante, ou un drain mixte.

Ils bénéficient de traitements protecteurs en surface. La crête est engravée et le talus amont est protégé du batillage par des enrochements dans près de 85 % des cas.

Les évacuateurs de crues sont en béton, ou en enrochements liés au béton, c'est à dire entièrement revêtus pour éviter l'érosion du support. Les conduites de vidange sont toujours en acier enrobées de béton et la vanne de vidange est placée à l'amont dans 30 % des cas.

Certains ouvrages sont équipés de plots topographiques, de piézomètres et plus rarement de capteurs de pression interstitielle qui permettent d'exercer une surveillance des ouvrages.

On trouve dans cette catégorie la plupart des barrages à $H^2\sqrt{V} \geq 200$ caractérisés par :

$$\begin{aligned} H_{\text{moyen}} &= 15,5 \text{ m (ext. 12,5 - 19,5 m)} \\ V_{\text{moyen}} &= 2,4 \text{ hm}^3 \text{ (ext. 0,55 - 10 hm}^3\text{)} \end{aligned}$$

2 - Des barrages très proches des précédents mais qui n'ont pas bénéficié des performances techniques dans les mêmes proportions que ci-dessus.

Ils ont été construits par des maîtres d'œuvre à compétence nationale, ou locale, dans les proportions respectives voisines de 2/3 et 1/3.

Ces ouvrages ont fait l'objet de reconnaissances, d'essais et de calculs de stabilité dans plus de 85 % des cas. Un peu plus de 10 % d'entre eux ont donc été construits selon un profil type calqué sur celui d'ouvrages existants.

Le traitement spécifique de la fondation touche pratiquement 1 barrage sur 2, comme précédemment.

Les protections de surface sont assurées, ici, dans 70 % des cas. Mais c'est au niveau du drain que l'on note les plus grandes divergences avec la catégorie précédente.

Si tous les barrages sont drainés, le drain vertical qui est largement majoritaire (90 % des cas) se rétrécit et se raccourcit. Près de 25 % des drains cheminée sont arrêtés au-dessous de la cote de retenue normale, ou décalés vers l'aval pour réduire le volume des matériaux granulaires à mettre en place et limiter le coût de la construction.

Les puits de décompression qui permettent de décharger la fondation ne sont plus présents que dans 1 cas sur 5 seulement.

Les évacuateurs de crues sont majoritairement en dur (ouvrages en béton ou en enrochements liés) mais les ouvrages de type rustique (déversoir mixte et déversoir busé) font leur apparition. Ils représentent 1 évacuateur sur 5.

La conduite de vidange est en acier enrobée de béton sauf exceptions (1 PVC, 1 fonte) et la vanne de vidange est désormais franchement placée à l'aval (90 % des cas).

Aucun ouvrage n'est instrumenté pour permettre un suivi.

Ces barrages correspondent majoritairement aux ouvrages à $100 \leq H^2\sqrt{V} < 200$ caractérisés par :

$$\begin{aligned} H_{\text{moyen}} &= 13 \text{ m (ext. 10 - 17 m)} \\ V_{\text{moyen}} &= 0,9 \text{ hm}^3 \text{ (ext. 0,26 - 2,5 hm}^3\text{)} \end{aligned}$$

3 - Des barrages rustiques

Ils ont été construits par des maîtres d'œuvre variés mais la maîtrise d'œuvre locale et les maîtres d'œuvre peu spécialisés ont joué, ici, un rôle prépondérant.

Leur souci majeur est l'économie qui transparait, désormais, à chaque étape de la construction de ces barrages :

- les ouvrages soumis à des reconnaissances, des essais et des calculs de stabilité préalablement à la construction représentent 70 % des cas, ce qui signifie que 30 % ont été réalisés selon un profil type ;
- les traitements spécifiques en fondation (ancrage profond, écran, purge, puits), qui sont difficiles à ajuster dans ce contexte, n'intéressent plus que 25 % des ouvrages. On note, par exemple, que les puits de décompression ne sont présents que dans 1 fondation sur 8 ;
- le drainage du remblai est toujours assuré. Le drain cheminée est l'option dominante, sinon exclusive, mais il s'arrête avant d'atteindre la cote de retenue normale dans près de 50 % des cas. Quelques dispositifs drainants très sommaires font leur apparition ;
- les renforcements en surface (crête et talus amont) par des graves ou des enrochements ne touchent désormais que 30 à 40 % des barrages.

La fonction d'évacuation des crues reste assurée majoritairement par des ouvrages en béton classique ou une variante en parpaings (56 % des cas), mais près de 30 % des évacuateurs sont de type rustique, parfois jusqu'à l'extrême (simple seuil en dur).

C'est dans cette catégorie de petits barrages qu'apparaissent les conduites en PVC. Leur présence reste néanmoins modeste puisqu'elles ne représentent que 10 % des options.

L'enrobage de la conduite par du béton coulé à pleine fouille est retenu dans 70 % des cas, tandis que 30 % des conduites sont enrobées par de la terre compactée.

Bien entendu, ces ouvrages ne bénéficient d'aucun dispositif d'auscultation.

Il s'agit, essentiellement, des barrages à $50 \leq H^2\sqrt{V} < 100$ caractérisés par :

$$\begin{aligned} H_{\text{moyen}} &= 11 \text{ m (ext. 8 - 15 m)} \\ V_{\text{moyen}} &= 0,35 \text{ hm}^3 \text{ (ext. 0,10 - 1,5 hm}^3\text{)} \end{aligned}$$

4 - Des barrages sommaires

Moins de 35 % de ces barrages ont fait l'objet d'une étude détaillée ou, du moins, d'une analyse préalable du site et des sols conformes aux règles de l'art. 65 % des ouvrages ont donc été construits d'après un profil type et n'ont pas bénéficié d'une surveillance de chantier réglementaire.

Ces petits barrages sont réalisés à plus de 35 % par des maîtres d'œuvre peu spécialisés.

Ce qui les caractérise c'est leur dépouillement qui peut être extrême :

- un peu plus de 25 % des remblais ne sont pas drainés ;
- 1 fondation sur 10 seulement est déchargée par des puits ;
- près de 85 % n'ont aucune protection en crête ou sur le talus amont ;
- les ouvrages déversants sont majoritairement de type rustique. Près de 55 % d'entre eux sont des ouvrages mixtes, busés ou de simples seuils en dur ; moins de 25 % seulement ont un déversoir en béton classique ;
- la conduite de vidange reste majoritairement en acier (70 %), mais le PVC représente ici plus de 25 % des conduites. L'enrobage par de la terre compactée a été utilisé dans un peu plus de 25 % des cas. Enfin, la vanne de vidange est toujours à l'aval, sauf cas particulier.

Ce sont, à quelques exceptions près, les barrages à $H^2 \sqrt{V} < 50$ correspondant à :

$$H_{\text{moyen}} = 8,7 \text{ m (ext. 3 - 12 m)}$$

$$V_{\text{moyen}} = 0,16 \text{ hm}^3 \text{ (ext. 0,10 - 0,9 hm}^3\text{)}$$

Cette synthèse montre que les barrages aménagés dans le Sud-Ouest de la France sont « ciblés ». Il y a les « barrages importants » qui ont fait l'objet de soins et ont bénéficié de toutes les règles de l'art à leur réalisation et il y a les « petits barrages » construits avec un souci économique évident au détriment des règles de l'art.

Peut-on impunément simplifier les barrages sans aucun risque pour leur avenir ?

C'est à cette question que l'on va essayer de répondre dans le chapitre 3 en analysant les signes de vieillissement et les pathologies recensées. Auparavant, nous donnerons quelques valeurs indicatives sur le coût des ouvrages.

2.8 – COUTS COMPARES DES BARRAGES ET DE LEURS COMPOSANTS

Nous disposons pour cette analyse de 33 devis seulement. Tous les chiffres et les pourcentages indiqués ci-dessous sont, bien sûr, à mettre en parallèle avec le nombre d'ouvrages pris en référence indiqué dans les tableaux. Les résultats obtenus à partir d'un très petit nombre de cas seront à relativiser.

2.8.1 – COUT GLOBAL DES OUVRAGES

(Études, conception, contrôles d'exécution, travaux préparatoires, construction du remblai et des ouvrages de génie civil, à l'exclusion du foncier et des aménagements annexes).

L'analyse conduit à un prix de revient moyen du mètre cube d'eau stocké de 5 FF à 5,5 FF (prix hors taxes calculés d'après le coût des ouvrages réactualisés en francs 1999) soit 0,75 à 0,85 euro

hors taxes pour toute la gamme des ouvrages référencés et n'ayant fait l'objet d'aucun traitement particulier (injection, paroi moulée ou étanchéité par membrane).

Il est frappant de constater, dans le tableau 26, que le coût moyen du mètre cube d'eau stocké est pratiquement indépendant de la taille des ouvrages. L'économie d'échelle que l'on pourrait attendre sur un grand barrage serait en effet compensée par le coût des options techniques justifiées par l'importance de l'ouvrage. A contrario, on constate que malgré les économies liées aux techniques sommaires employées, les plus petits barrages ne conduisent à aucune économie sur le prix de revient du mètre cube d'eau stocké.

Tableau 26 - Coût comparé des ouvrages selon leur taille.

	$H^2\sqrt{V} < 50$ (15 références)	$50 \leq H^2\sqrt{V} < 100$ (10 références)	$100 \leq H^2\sqrt{V} < 200$ (5 références)	$H^2\sqrt{V} \geq 200$ (3 références)
Coût moyen (en euro)	165 000	2 fois plus	3,5 fois plus	10 fois plus
Coût moyen du m ³ d'eau stocké et val. extrêmes (en euro)	0,8 (0,4 à 1,7)	0,75 (0,4 à 1,6)	0,85 (0,6 à 1,2)	0,75 (0,45 à 1)

2.8.2 - REPARTITION DES COÛTS A LA CONSTRUCTION

(foncier et aménagements annexes non compris)

Le tableau 27 montre qu'en pourcentage la répartition des coûts est similaire d'un ouvrage à l'autre.

La part essentielle revient à la construction du remblai. Elle représente à elle seule 60 % du coût global.

Le coût de la maîtrise d'œuvre se situe entre 10 et 17 % en comptant les 2 à 4 % consacrés aux études géologiques et géotechniques préalables et à leur interprétation.

Tableau 27 - Répartition des coûts à la construction selon la taille des ouvrages.

	$H^2\sqrt{V} < 50$ (15 références)	$50 \leq H^2\sqrt{V} < 100$ (10 références)	$100 \leq H^2\sqrt{V} < 200$ (5 références)	$H^2\sqrt{V} \geq 200$ (3 références)
Etudes, maîtrise d'œuvre, contrôles d'exécution	11% (dont 3 % études*)	17% (dont 4 % études)	16% (dont 2,5% études)	15% (dont 2,1 % études)
Préparation de chantier (instal., débrous., décap., dérivat., purge)	12 %	12,5 %	11 %	8 %
Construction du remblai	61,5 %	57 %	60 %	60,5 %
Evacuateur de crues (tous types)	12,5 %	10 %	12 %	15 %
Ouvrages de prise et de vidange	9,5 %	12,5 %	9 %	5,5 %

* 14 références au total

Les travaux préparatoires tels que les installations de chantier, le débroussaillage, le décapage et les travaux de purge éventuels sont de l'ordre de 10 à 12 %.

Le génie civil (évacuateur et ouvrages de prise et de vidange) représente environ 20 % de l'investissement avec une plus large part pour l'évacuateur par rapport aux ouvrages de prise et de vidange aménagés sur la conduite enterrée.

2.8.3 - PRIX DE DETAIL

Le détail de certains investissements techniques est particulièrement intéressant (tableau 28).

On y apprend, par exemple, qu'une protection en crête par un concassé ne représente que 0,5 % du prix de revient global du barrage (toujours à l'exclusion du foncier et des aménagements annexes) et environ 1 % du coût du remblai.

Le revêtement enherbé du talus aval est un peu plus cher. Il s'élève à près de 1,5 % du coût global et à 2,5 % du coût du remblai.

Mais c'est le traitement antibatillage qui, de toutes les protections de surface, est le plus coûteux. Une protection en enrochements de type C figure 10 revient en moyenne à 2,2 % du coût du barrage et à près de 4,5 % du coût du remblai¹⁵.

L'ensemble des traitements de surface représenterait finalement 4 % du coût global du barrage et 8 % du coût du remblai.

Tableau 28 - Prix de détail de quelques investissements techniques.

	Prix moyen par rapport au coût du remblai (en %)	Prix moyen par rapport au coût global (en %)
Protection en crête (9 références)	1,1	0,5
Enherbement du talus aval (16 références)	2,5	1,3
Protection antibatillage (13 références)	4,4	2,2
Dispositif drainant (tous types = 29 références)	11,3	6,3
Cheminée drainante (25 références)	9,3	5
Réseau en peigne (25 références)	1,3	0,7
Aménagement pied aval (14 références)	0,9	0,4
Evacuateur béton et variante maçonnerie (15 références)		16
Evacuateur en enrochements liés au béton (5 références)		9
Evacuateur mixte ou busé (4 références)		4

Le coût du dispositif drainant (cas du drain vertical) est très instructif. Il revient en moyenne à 6 % du coût global et à 11 % du coût du remblai.

¹⁵ Pas de références chiffrées sur les protections de type (a) ou (b)

C'est naturellement la partie cheminée en sables filtrants et drainants qui représente la part la plus importante des dépenses. Elle s'élève à 5 % ou 9 % des investissements selon que l'on considère le prix de revient par rapport au prix global, ou au prix du remblai.

Le coût du réseau en peigne (tranchées drainantes avec conduits en PVC) est faible. Il ne représente que 0,7 % du prix du barrage et 1,3 % du prix du remblai.

Quant au système d'évacuation au pied aval, il est pratiquement négligeable puisqu'il reste de toute manière inférieur à 1 % avec, néanmoins, une variation du prix de revient en fonction de l'option. Ce sont naturellement les sorties directes de drain dans un fossé de pied qui ont le coût le plus faible (0,2 à 0,4 % d'après 8 références), alors que la mise en place d'un collecteur enterré avec un regard visitable à chaque sortie du drain en peigne (dispositif le plus sophistiqué) reviendrait à 0,5 % du prix du barrage et 0,9 % du prix du remblai (2 références seulement).

La diminution de la hauteur du drain cheminée que nous avons décrite au § 2.5.3.3 est-elle justifiée du point de vue économique ? Les chiffres du tableau 29 permettent d'en douter, sauf pour le drain cheminée décalé à l'aval du remblai qui est nécessairement de faible hauteur et plus court.

Notons que l'utilisation de géocomposite dont la pose nécessite une certaine technicité des entrepreneurs se révèle, finalement, presque aussi chère qu'un drain minéral classique.

Tableau 29 - Prix du drain cheminée.

	Prix de revient moyen par rapport au coût du remblai (en %)	Prix de revient moyen par rapport au coût global (en %)
Drain vertical jusqu'à RN	10,6 (14 références)	5,4 (14 références)
Drain vertical central court (cote RN - 1 m à RN - 1,5 m)	9 (3 références)	5,3 (3 références)
Drain vertical aval	6,4 (5 références)	4 (5 références)
Drain géosynthétique	8,6 (3 références)	5,5 (3 références)

Bien entendu, le prix de revient de l'évacuateur de crues dépend de l'option choisie (tableau 28). Un ouvrage rustique n'a, de ce point de vue, rien à voir avec la construction d'un évacuateur en béton. Mais il n'a rien à voir non plus avec ce dernier, en matière de longévité, comme nous le verrons ultérieurement.



Photographie 4 – Fissure de retrait en mosaïque.



Photographie 5 – Un exemple de fissure structurale.



Photographie 6 – Le ravinement du talus aval d'un barrage de Haute-Garonne (profondeur des ravines env. 0,3 m).



Photographie 7 – Talus enherbé marqué par le batillage au niveau de la retenue normale (marche de 0,3 à 0,5 m).



Photographie 8 – Un exemple de forte dégradation du talus amont par les vagues (marche supérieure à 0,8 m à la cote normale du plan d'eau).



Photographie 9 – La photographie montre un talus dégradé par les vagues jusqu'à la crête.



Photographie 10 – Le talus amont du barrage de LAUNAC (Haute-Garonne). On voit ici les effets du battillage au voisinage du déversoir en 1998 (le talus a été conforté après la tempête de décembre 1999).



Photographie 11 – Un exemple de riprap hétérogène. Noter la forte proportion de ballast favorable à la ségrégation des matériaux à la pose.



Photographie 12 – Un exemple de riprap de bonne blocométrie (enrochements calibrés, anguleux).



Photographie 13 – La photographie montre un exemple de confortement rustique sur un talus très dégradé par les vagues.



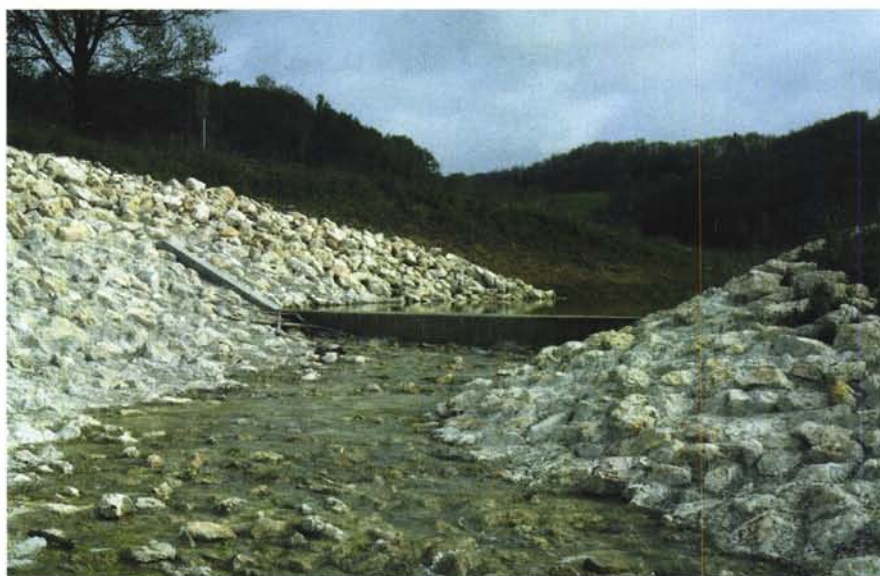
Photographie 14 – Un barrage bien entretenu.



Photographie 15 – Ouvrage négligé. Remarquer la forte densité de genêts et d'ajoncs sur le talus aval.



Photographie 16 – Entretien très négligé du remblai. Le talus aval n'est plus accessible.



Photographie 17 – Un exemple d'évacuateur en enrochements liés au béton en bon état.



Photographie 18 – Evacuateur de type mixte. Le coursier est envahi par les ronces.



Photographie 19 – Evacuateur de type composite qui n'a jamais été entretenu. Les arbres et la végétation herbacée ont envahi le « sas » (voir figure 11 (d)) qui se comble peu à peu.



Photographie 20 – Sortie de drain renforcée par un 1/2 regard en partie obstruée par des éboulements de terre.



Photographie 21 – Exutoire de drain écrasé.



Photographie 22 – Exutoire de drain en partie masqué par une végétation herbacée. Il sera totalement phagocyté dans quelques mois.



Photographie 23 – Exutoire de drain presque totalement bouché par des dépôts minéraux (dépôt de calcite).



Photographie 24 – Regard en partie colmaté par la sédimentation des limons apportés par les eaux de ruissellement lors d'une pluie d'orage. L'exutoire du drain est noyé par les limons.



Photographie 25 – Boues ferriques obstruant la sortie d'un exutoire du drain.



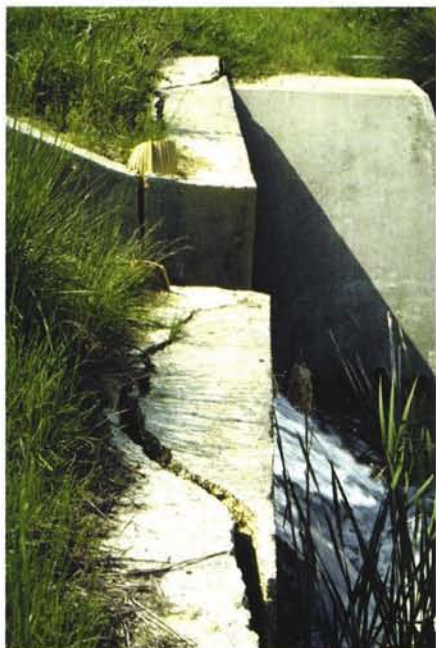
Photographie 26 – Sortie de drain pincée par les racines d'un arbre (il ne coule plus).



Photographie 27 – L'intérieur d'un regard montrant une sortie de drain en Ø 65 mm et le collecteur de pied en Ø 120 mm à la base du regard. On notera ici la difficulté de jaugeage du débit de drainage (sortie de PVC trop basse).



Photographie 28 – L'intérieur d'un regard. La sortie du drain est fonctionnelle mais le collecteur de pied en Ø 120 mm est en partie obstrué par un bouchon de terre ou un pincement du conduit sur son trajet. L'eau de drainage ne s'écoule plus correctement vers l'aval.



Photographie 29 – Exemple de fissuration du mur amont du bassin de dissipation d'un évacuateur en béton.



Photographie 30 – Ouverture importante de joint à l'entrée du chenal d'un évacuateur en béton.



Photographie 31– La photographie montre le confortement d'un déversoir en béton par des tirants qui maintiennent l'écartement des bajoyers à l'entrée de l'ouvrage.



Photographie 32 – Un exemple classique d'érosion d'un coursier en terre.



Photographie 33 – Marmite d'érosion dans le coursier en terre d'un déversoir rustique.



Photographie 34 – Un exemple de rehausse amovible à l'entrée d'un déversoir de type mixte.



Photographie 35 – Rehausse du seuil déversant par une poutre en béton. Remarquer les fers en H fixés aux bajoyers et destinés à la mise en place d'une rehausse amovible supplémentaire.



Photographie 36 – Un exemple de rehausse du seuil déversant par deux rangées de parpaings.

CHAPITRE 3

Vieillessement des barrages et mesures de prévention ou de réhabilitation

Le vieillissement désigne ici toute dégradation du remblai ou des ouvrages annexes en fonction du climat, des conditions d'exploitation, d'événements particuliers, ou d'un défaut introduit dès le stade de la conception ou de la construction qui tend à diminuer l'aptitude de l'ouvrage à bien remplir ses fonctions, ou qui tend à diminuer sa sécurité¹⁶.

Quels indices de vieillissement observe-t-on sur les barrages du Sud-Ouest de la France?

Quels sont les liens avec les options structurales que nous venons de décrire ?

Comment contrôler les déviations de comportement et réparer les désordres afin d'assurer, ou de restituer, aux barrages la sécurité souhaitée ?

C'est tout l'enjeu de ce 3^{ème} chapitre qui sera divisé en deux parties :

- le vieillissement de surface ;
- le vieillissement interne.

VIEILLISSEMENT DE SURFACE

3.1 – LES INDICES

Les indices de vieillissement à la surface des barrages et des ouvrages annexes sont nombreux :

- fissuration de la crête et des parements ;
- ravinement des talus ;
- dégradations par batillage ;
- dégradations animales ;
- manque d'entretien qui peut masquer un dysfonctionnement interne ;
- ou encore, vieillissement des ouvrages annexes.

Ces indices sont aisément repérables par l'inspection visuelle et tout maître d'ouvrage doit y être sensible.

3.2 – LA FISSURATION DE LA CRETE ET DES PAREMENTS

La fissuration de la crête ou des talus est généralement liée à l'alternance des cycles humidité-sécheresse qui entraînent sur les sols argileux constituant les barrages du Sud-Ouest de la France des phénomènes de gonflement-rétrait bien connus de tous. Ces phénomènes sont théoriquement réversibles mais ils fragilisent le barrage et deviennent un processus de vieillissement à part entière quand ils sont trop présents.

Comment les barrages répondant aux spécifications de surface décrites au § 2.5.4 ont-ils réagi ?

¹⁶ Le bulletin CIGB n° 93, 1994 « *Vieillessement des barrages et des ouvrages annexes* » introduit une notion plus restrictive du vieillissement en le limitant aux détériorations qui surviennent après les cinq premières années d'exploitation.

3.2.1 - LE CONSTAT

L'enquête a montré qu'un nombre non négligeable de barrages est fissuré en surface¹⁷, avec une modulation du nombre de cas selon le département.

Globalement, 26 % des barrages visités présentent des fissures, contre 74 % qui n'en ont pas (tableau 30).

Tableau 30 – La fissuration des ouvrages.

Vérification concernant	Fissuré	Non fissuré
212 ouv. val. sur 215	26 % (55 sur 212)	74 % (157 sur 212)

Comme nous le rappelions dans « Vieillissement et pathologie des barrages en remblai dans le Gers » (Lautrin D., 1997), il faut distinguer les craquelures superficielles formant des figures géométriques de formes diverses appelées fissures en mosaïque ou encore fissures de retrait¹⁸ et les fissures d'origine structurale qui peuvent être des fissures amont-aval (transversales) ou des fissures de rive à rive (longitudinales). Elles n'ont pas la même gravité

Les fissures transversales ou longitudinales sont le signe de tassements différentiels du remblai et/ou de la fondation ou le signe de phénomènes de glissement de talus très grave, sur lesquels nous reviendrons dans la seconde partie du chapitre 3. Les fissures en mosaïque, qui nous intéressent ici, restent généralement un phénomène superficiel.

Les premières affectent près de 3 % des ouvrages (6 sur 212 ouvrages validés), tandis que les fissures en mosaïque concernent 25 % des cas (53 sur 212 ouvrages validés)¹⁹.

Ces fissures en mosaïque, liées au phénomène de retrait des terres argileuses en période de sécheresse, sont donc, et de loin, les plus fréquentes²⁰.

Pour la plupart des maîtres d'ouvrages elles sont insignifiantes. En fait, elles jouent un rôle sur le vieillissement prématuré des barrages car elles constituent des zones d'infiltrations préférentielles en cas de précipitation et de tension en cas de gel, qui fragilisent l'ouvrage en surface.

La photographie 4 montre que les fentes de retrait peuvent créer des discontinuités très fortes de l'ordre du millimètre jusqu'à 2 à 5 centimètres d'ouverture et de plusieurs décimètres de profondeur.

17 Il va s'en dire que la fissuration n'a été prise en compte que si elle est suffisamment dense pour être considérée comme une pathologie.

18 Elles peuvent aussi être continues sur plusieurs mètres.

19 Fissures de retrait et fissures structurales sont parfois présentes sur le même ouvrage.

20 Cette forte aptitude à la fissuration des terres tient à la présence d'un pourcentage non négligeable de minéraux gonflants dans les formations molassiques du Sud-Ouest de la France. Des analyses de diffraction aux rayons X pratiquées sur la fraction < 2 µm de 20 échantillons de sol provenant de 8 sites de barrage du Lot-et-Garonne, de la Haute-Garonne et du Gers montrent que le pourcentage de smectite varie entre 35 et 90 % (pourcentage > 50 % pour 11 des 20 échantillons analysés).

La profondeur maximum qui ait été mesurée après marquage à la fluorescéine sur une fissure de retrait en crête est de 1,2 m²¹. On conçoit aisément qu'à de telles profondeurs la fissuration puisse jouer un rôle important en amenant à saturation, lors d'un épisode pluvieux, une frange de remblai relativement épaisse qui va perdre une partie de sa résistance et devenir éventuellement instable (glissement de peau), sans compter le risque d'érosion interne lié à l'augmentation des gradients hydrauliques dans le massif fissuré ou celui de la pollution du drain par l'eau chargée en fines au contact des parois de la fissure. Ces pathologies sont cependant des cas extrêmes qui n'ont pas été observés dans le cadre de l'enquête.

Le plus souvent, les fissures en mosaïque entraînent la formation de croûtes superficielles dont la desquamation favorise la formation de dépressions et d'ornières à la surface des ouvrages et tout particulièrement en crête où l'on a constaté que les fissures de retrait sont généralement plus fréquentes et plus marquées que sur les parements. Le phénomène le plus sérieux que l'on ait rencontré sur les barrages enquêtés est la conjugaison d'une marche de battillage et de fissures de retrait favorisant, à elles deux, l'effondrement du talus amont jusqu'à la crête, avec le risque de réduire dangereusement la largeur de celle-ci.

3.2.2 - LE ROLE DES REVETEMENTS DE SURFACE

D'une manière générale, les crêtes renforcées par un traitement en chemin rural et, a fortiori, par un revêtement bitumineux, vieillissent beaucoup mieux que les autres. 7 % seulement des ouvrages ayant un traitement en crête présentent des fissures de retrait. En revanche, on en compte 27 % dans le cas où la crête est simplement enherbée (tableau 31).

Tableau 31 – Incidence du type de revêtement sur la fissuration en crête.

Fissuration en crête	Enrobés	Chemin rural	Couverture végétale
(215 références)	0 % (0 sur 5)	7 % (5 sur 70)	27 % (38 sur 140)

La densité de la végétation a, elle aussi, un rôle manifeste sur la sensibilité des ouvrages aux variations climatiques (tableau 32).

C'est ainsi que la fissuration du talus aval coïncide, le plus souvent, avec des talus non ensemencés et peu enherbés et avec des surfaces mal réglées, soit parce que la couverture de terre végétale a été peu tassée à sa mise en place, soit parce que le profil excédentaire du talus a été mal retailé à l'avancement des travaux et offre une surface relativement foisonnée où les sols sont particulièrement sensibles aux craquelures.

Tableau 32 – Incidence de la couverture végétale sur la fissuration du talus aval.

Fissuration du talus aval	Pelouse dense	Pelouse clairsemée
(190 ouv. val. sur 215)	5,5 % (8 sur 148)	43 % (18 sur 42)

21 Vérification faite hors enquête.

3.2.3 - PREVENTION ET REHABILITATION

La prévention contre les fissures de retrait passe, tout naturellement, par une meilleure finition des ouvrages :

- renforcement de la crête par du ballast ou un tout venant graveleux ;
- renforcement du talus amont par des enrochements ;
- protection du talus aval par une pelouse dense.

La réhabilitation des barrages en cas de vieillissement prématuré important fera appel aux mêmes propositions.

Les traitements énoncés ci-dessus ont naturellement un coût comme on l'a vu au § 2.8.

La dépense est généralement consentie pour les barrages importants qui sont construits selon les règles de l'art.

Pour les petits ouvrages les protections sont souvent laissées en option, étant entendu que la fissuration superficielle n'est généralement pas une pathologie très grave et que le renforcement de la crête ou des talus peut toujours être mis en oeuvre en cours d'exploitation. Cependant, à défaut de traitement en dur, l'engazonnement qui va développer un feutrage racinaire fixateur et protecteur des terres et ralentir le vieillissement de surface est fortement conseillé (la protection contre la fissuration des terres par dessiccation est d'autant plus nécessaire que les sols sont argileux).

Il en coûte, en 2002, 0,6 à 0,76 euro/m² HT pour la mise en place d'un engazonnement²² et 4,8 à 6,7 euros/m² HT pour un traitement de la crête par du ballast²³. Le prix de revient du riprap sera indiqué au § 3.4.3.

3.3 – LE RAVINEMENT DES PENTES

C'est un autre aspect de l'érosion de surface des barrages.

Il intéresse le talus amont s'il n'est pas renforcé par des enrochements mais surtout le talus aval où les ravines se forment par ruissellement des eaux de pluie dans le sens de la pente.

3.3.1 - LE CONSTAT

10 % des ouvrages soumis à l'enquête ont un ravinement du talus aval (tableau 33).

22 Ce prix rémunère l'extraction et la mise en place de 0,2 m de terre végétale, le raffermissement du support à ensemercer, la fourniture de graines et le semis.

23 Ce prix rémunère la fourniture, le transport et la mise en oeuvre des matériaux selon les modalités prescrites au CCTP (généralement 0,2 m de concassé sur la bande de roulement de 3 m de large).

Tableau 33 – Ravinement du talus aval.

Vérification concernant	Talus aval raviné	Talus aval non raviné
190 ouv. val. sur 215	10 % (19 sur 190)	90 % (171 sur 190)

En se référant au tableau 34, on vérifie que ce phénomène affecte essentiellement les ouvrages qui ne sont recouverts que par une pelouse clairsemée, alors qu'une couverture végétale dense est parfaitement protectrice.

Tableau 34 – Incidence de la couverture végétale sur le ravinement du talus aval.

Ravinement du talus aval	Pelouse dense	Pelouse clairsemée
(190 ouv. val. sur 215)	2 % (3 sur 148)	38 % (16 sur 42)

Ce phénomène est relativement fréquent sur les barrages du Gers ou, comme nous l'avons indiqué dans le § 2.5.4.3, un certain nombre d'ouvrages ne comportent pas, par mesure d'économie, de revêtement du talus aval par une couverture de terre végétale engazonnée en fin de chantier. Les sols compactés du remblai restent dénudés jusqu'à ce qu'une végétation spontanée vienne coloniser le talus. Celle-ci s'installe de manière irrégulière et très lentement sur les sols molassiques utilisés en remblai et souvent riches en carbonates (la végétation spontanée peut mettre 5 à 6 ans à former un feutrage végétal continu). C'est pendant les premiers mois, ou les premières années de fonctionnement de l'ouvrage, lorsque les talus sont nus, ou irrégulièrement recouverts par une couverture végétale, que le risque d'érosion dû au ruissellement est le plus sensible.

Le ravinement est donc avant tout un défaut de jeunesse qui s'atténue avec la compaction des sols dans le temps et avec la protection par les végétaux.

Les ravines observées sur les barrages de MARIBOT (Gers) ou de PEYROTS (Haute-Garonne), pour ne citer que ces deux ouvrages, ont une profondeur de l'ordre de 10 à 40 cm (photographie 6). Elles ne mettent pas les ouvrages en péril dans la mesure où ceux-ci ont un profil excédentaire qui peut tolérer une érosion superficielle irrégulière sans réduire, de manière sensible, le coefficient de stabilité. Néanmoins, chaque rigole qui s'approfondit par concentration des eaux de ruissellement va, si l'on n'y prend garde, creuser le talus aval en réduisant sa sécurité et va surtout transformer le parement aval en un véritable « champ labouré » dans le sens de la pente où il sera, par la suite, très difficile de faire évoluer un engin de fauche sans risque pour le conducteur. L'entretien du barrage, si tant est qu'il existe, sera peu à peu abandonné et les conséquences de cet abandon pourront être gravissimes, comme nous le verrons ultérieurement.

3.3.2 – PREVENTION ET REHABILITATION

L'engazonnement du talus aval est la première des préventions et le meilleur compromis technico-économique pour assurer une protection de l'ouvrage contre le ravinement des eaux de ruissellement.

Tout doit être fait au moment de la végétalisation (revêtement du talus par 0,2 m de terre végétale, damage du support par un cylindre léger, choix des semences et programmation des arrosages) pour accélérer le développement de la pelouse.

Lorsque les ravines sont creusées elles devront être remblayées non pas avec des matériaux perméables (gravier, briques concassées, ballast) qui n'empêcheraient pas la poursuite de l'érosion dans le fond des sillons, mais avec des matériaux étanches compactés susceptibles de ramener les écoulements en surface.

Si les ravines ont pour origine un (ou plusieurs) point(s) bas en crête ou sur le talus, ce(s) dernier(s) devra(ont) être supprimé(s) pour éviter toute reprise locale du processus d'érosion. En fin de réparation la surface du parement devra retrouver une protection végétale régulière.

Pour les talus de grande hauteur, il est recommandé de prévoir une risberme tous les 10 mètres pour réduire la vitesse d'écoulement sur la pente et la force d'érosion de l'eau. Les débits de ruissellement seront collectés à chaque palier par un caniveau périmétral évacuant l'eau de ruissellement vers l'exutoire général situé au pied aval du barrage.

3.4 – BATILLAGE ET DEGRADATION DU TALUS AMONT

C'est une forme de vieillissement de surface qui peut avoir des conséquences beaucoup plus graves que la fissuration ou le ravinement que nous venons de voir.

La question est de savoir comment les talus amont des barrages décrits au § 2.5.4.2, renforcés ou non, se sont comportés et quels enseignements pratiques on peut en tirer.

3.4.1 - LE CONSTAT

L'enquête a montré que le batillage qui dégrade le talus amont des barrages est un indice de vieillissement important tant par la gravité des désordres qu'il entraîne que par la fréquence du phénomène.

Si l'on considère qu'il y a un problème pathologique dès lors que les vagues ont provoqué une marche de batillage supérieure à 20 centimètres ou que l'enrochement a fait l'objet de modifications sensibles (perte de blocs), le vieillissement du talus amont concerne 34 % des barrages visités dont 7 % sont dans un état grave (marche supérieure à 1 m ; perte importante de blocs du riprap).

3.4.2 - L'IMPORTANCE DU REVETEMENT SUR LE PHENOMENE DE BATILLAGE

Il se résume en 2 chiffres (tableau 35) :

- 12 % des talus renforcés par un riprap sont dégradés ;
- 49 % des talus simplement enherbés sont érodés par les vagues (marche supérieure à 0,2 m).

La comparaison des deux chiffres est éloquent et marque une plus grande sensibilité des talus simplement enherbés. Elle l'est d'autant plus qu'il n'y a aucune commune mesure entre les dé-

gradations provoquées par les vagues sur un riprap et celles qui le sont sur un talus enherbé (sauf cas exceptionnel).

Tableau 35 – Dégradations du talus amont par les vagues selon le type de revêtement.

	Dégradation du talus amont	
	(en nombre de cas)	(en %)
Talus protégé par un riprap (83 ouvrages validés)	10 (1)	12 %
Talus enherbé (125 ouvrages validés)	61 (2)	49 %
Total (208 ouv. val. sur 215)	71	34 %
(1) perte de blocs	(2) marche > 0,2 m	

3.4.2.1 - LE COMPORTEMENT DES TALUS RENFORCÉS PAR UN RIPRAP

Les détériorations des talus protégés par un revêtement lourd correspondent souvent à de simples déplacements de blocs responsables de bourrelets anormaux (modification de profil sans perte de continuité du revêtement). Mais pour 12 % des barrages, la couverture d'encrochements est interrompue par l'entraînement des blocs.

La perte de continuité de la protection a été observée, par exemple, sur le barrage du LARAGOU (Haute-Garonne) à hauteur de la retenue normale très sollicitée par les vagues tout au long de l'année, mais sans gravité pour l'instant (pas d'érosion du remblai mis à nu), ainsi que sur les barrages de GARAC, de PRUNET ou de SAUSSENS (Haute-Garonne) où l'érosion du remblai est légèrement amorcée par endroits. A LAUNAC (Haute-Garonne), par contre, la couverture de galets roulés servant de protection au talus amont est presque totalement érodée et les vagues ont creusé une marche d'un mètre dans le remblai en provoquant le déchaussement des bajoyers et du radier du déversoir en béton posé sur l'ouvrage. Les dégâts sont ici très importants (photographie 10).

Le processus d'érosion du riprap évoqué ci-dessus, tient, avant tout, aux sollicitations dynamiques auxquelles les roches sont soumises. En période de vent fort ou de tempête, l'énergie des vagues vient se briser sur les encrochements et l'eau pénètre à l'intérieur. Au reflux, le mouvement peut endommager le revêtement en déplaçant ou en entraînant les blocs d'encrochement et les graviers, ou le ballast, de la couche sous-jacente (figure 12).

Le résultat est le suivant :

- perte de matière ;
- effondrements locaux ;
- plus grande sensibilité du talus mis à nu par l'érosion.

Trois conditions vont favoriser ce processus :

- le sous-dimensionnement du riprap ;
- la ségrégation des encrochements à la mise en place (petits éléments comme gros éléments) ;
- l'altération des blocs et leur désagrégation.

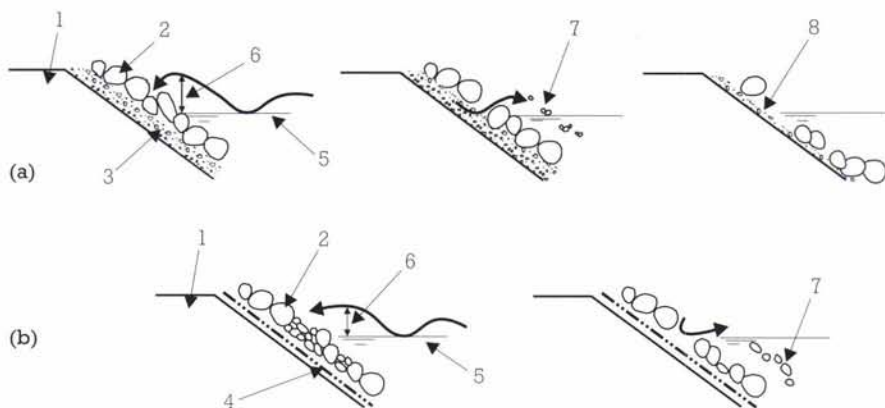


Figure 12 – Représentation schématique du processus d'érosion du riprap par les vagues.

a) cas d'un enrochement posé sur une couche granulaire

b) cas d'un enrochement posé sur un géotextile

- 1 – remblai compacté
- 2 – riprap
- 3 – couche granulaire
- 4 – géotextile

- 5 – niveau d'eau
- 6 – hauteur de déferlement
- 7 – blocs entraînés par les vagues
- 8 – zone dénudée susceptible d'être érodée

1) LE SOUS-DIMENSIONNEMENT DU RIPRAP

La granulométrie du riprap est un paramètre important de résistance à l'usure par les vagues.

Nous avons vu au § 2.5.4.2 - 2 quel était le dimensionnement des blocs d'enrochement généralement prévu au projet. Force est de constater que ce sont les ouvrages qui ne répondent pas, ou ne répondent plus²⁴, aux règles de l'art qui sont dégradés.

Le meilleur exemple de sous-dimensionnement est celui du barrage de LAUNAC où le talus amont a été revêtu de galets alluvionnaires de 50 mm à 100 mm au maximum, alors que les règles de l'art exigeaient un riprap avec un D_{50} des blocs de 0,2 m pour un vent fort capable de mobiliser des vagues de 0,4 m et un D_{50} des blocs de 0,3 m pour un vent de tempête soulevant des vagues de 0,7 m de hauteur (application de la formule de Bretschneider indiquée au § 3.4.3). Ni le poids des galets mis en place, ni l'effet du frottement, n'ont pu, ici, s'opposer et résister de manière durable aux attaques des vagues engendrées par les vents forts venus de l'ouest que subit, presque de plein fouet, le talus amont du barrage de LAUNAC. Le revêtement de galets a été peu à peu entraîné par le reflux et les terres du remblai mises à nu ont, à leur tour, été dégradées par les vagues sur toute la longueur du parement.

Dans les autres cas, l'érosion reste localisée aux zones où les roches sont ségréguées ou altérées et n'ont plus les dimensions suffisantes.

²⁴ Riprap ségrégué ou altéré.

2) LA SÉGRÉGATION

C'est un facteur assez fréquent de vieillissement du riprap. Il est lié à la granulométrie des matériaux et à la manutention des blocs depuis la carrière jusqu'à leur mise en place sur le talus.

Celle-ci se fait, généralement, à l'aide de pelles mécaniques à godet ou à grappin et exige beaucoup d'habileté de la part de l'exécutant pour éviter le phénomène de ségrégation à la mise en place :

- ségrégation des petits éléments qui pourraient constituer localement un riprap facilement déplacé par les vagues ;
- ségrégation des gros blocs entre lesquels des vides importants laisseraient pénétrer le flot qui, en se retirant, entraînerait le ballast ou les sols du remblai sous-jacent.

Le risque de ségrégation est d'autant plus grand que le matériau utilisé a une granularité étalée et qu'il a été soumis entre la carrière et le chantier à plusieurs manipulations susceptibles de provoquer des cassures et d'augmenter le pourcentage d'éléments fins.

La photographie 11 donne un exemple de riprap hétérogène se prêtant à ce phénomène de ségrégation. Les zones qui sont uniquement protégées par des petits enrochements seront facilement dénudées par l'action des vagues. Ce phénomène a été observé à plusieurs reprises sur les barrages visités.

La photographie 12 montre, en revanche, une protection antibatillage de bonne blocométrie et exemplaire.

3) L'ALTÉRATION

Elle tient à une qualité médiocre des enrochements. Les maîtres d'oeuvre n'affichant, le plus souvent, aucune exigence qualitative pour les roches du riprap (sauf pour les grands projets), celui-ci est parfois constitué par des roches tendres évolutives.

L'altération est due à la sensibilité des blocs rocheux aux chocs, aux cycles humidité-sécheresse et surtout aux cycles gel-dégel. Ce phénomène concerne les roches poreuses ou fissurées qui éclatent sous la pression de l'eau transformée en glace dans les pores et les fissures. Les gros blocs du riprap peuvent ainsi se muer, en quelques années, en un revêtement sous-dimensionné de type ballast parfaitement érodable par les vagues.

C'est dans les départements du Tarn-et-Garonne et de la Haute-Garonne que le phénomène a été le plus fréquemment observé. Il affecte respectivement 36 % et 14 % des talus protégés par un riprap. Sur les barrages de SAUSSENS et de PRUNET (Haute-Garonne), qui ont aujourd'hui près de 20 ans, le riprap est entièrement transformé en un ballast d'environ 5 cm qui ne peut plus jouer de rôle protecteur et permet l'érosion du remblai sous-jacent. Sur les barrages un peu plus récents de FONTBOUYSSÉ, FEYT, PEYRALADE et S¹BEAUZEIL (Tarn-et-Garonne), qui ont entre 12 et 15 ans, le phénomène d'altération n'est aujourd'hui présent que par touches discontinues mais il s'étendra inéluctablement à l'ensemble du revêtement qui perdra peu à peu ses qualités protectrices.

Cette altération des blocs se développe essentiellement au-dessus de la cote de retenue normale où les roches subissent les plus gros écarts de température et d'humidité. Après éclatement, les débris seront plus facilement sollicités et entraînés par les vagues.

D'après les observations faites sur les barrages enquêtés, le phénomène d'altération serait la principale cause de détérioration des ripraps.

3.4.2.2 - LE COMPORTEMENT DES TALUS ENHERBÉS

Ce sont les plus sensibles à l'érosion comme on l'a vu ci-dessus. La marche créée par le batillage à hauteur de la retenue normale très sollicitée par les vagues oscille entre la simple ondulation de surface et une marche de plus de 1 mètre de hauteur.

Si l'on matérialise l'importance des désordres par l'échelle de valeur suivante :

- marche $\leq 0,2$ m ou petite marche
- $0,2 \text{ m} < \text{marche} \leq 0,5 \text{ m}$ ou marche significative
- $0,5 \text{ m} < \text{marche} \leq 1 \text{ m}$ ou marche grave
- marche $> 1 \text{ m}$ ou marche très grave

et si on assimile une ondulation inférieure ou égale à $0,2 \text{ m}$ à une dégradation suffisamment insignifiante pour être considérée comme « normale », il y a 51 % de talus enherbés en bon état (tableau 36) et 49 % de talus enherbés dégradés, soit près de 1 sur 2. Parmi ceux-ci, 48 % ont une marche comprise entre $0,2 \text{ m}$ et $0,5 \text{ m}$ et 34 % présentent une marche de $0,5$ à 1 m . 18 % sont dégradés sur plus de 1 m de hauteur. Il faut remarquer que ce dernier chiffre doublerait si l'on y intégrait les 11 barrages ayant fait l'objet de travaux de confortement ces dernières années. Le pourcentage d'ouvrages ayant subi des dégradations significatives serait, en fait, de 58 % au lieu de 49 %.

L'usure des talus enherbés est d'autant plus importante que l'orientation est défavorable et que le remblai n'a pas été correctement compacté.

Tableau 36 - L'importance du batillage sur les talus enherbés.

Talus enherbé	Non dégradé	$0 < \text{marche} \leq 0,2 \text{ m}$	$0,2 < \text{marche} \leq 0,5 \text{ m}$	$0,5 < \text{marche} \leq 1 \text{ m}$	marche $> 1 \text{ m}$	Total
(125 ind. val. sur 131)	34	30	29	21	11	125
		64 (51 %)		61 (49 %)		

1) LE RÔLE DE L'ORIENTATION DU TALUS PAR RAPPORT AUX VENTS

L'orientation la plus défavorable est celle du talus perpendiculaire à la direction du vent dominant.

Citons quelques exemples.

Sur les barrages de MARCAOUE (Gers) dont le fetch est limité (retenue en forme de L) et de S' MAUR-SOULES (Gers) dont le fetch est de l'ordre du kilomètre et qui stockent respectivement

1,5 hm³ et 0,5 hm³, les effets du batillage sur les talus enherbés sont pratiquement nuls au bout de 6 ans. Ces talus font face au sud et sont protégés des vents dominants qui viennent de l'ouest. Au barrage du CABOURNIEU (Gers), le talus enherbé n'est pratiquement pas marqué par le batillage parce que la crête a une orientation nord-sud et que le talus amont est tourné vers l'est dans un secteur non soumis au vent d'Autan et naturellement protégé des vagues, malgré un fetch assez important.

A contrario, le talus amont du barrage de MARSAN (Gers) pratiquement face au vent d'ouest et dont le fetch est de près de 1 km est marqué au bout de 6 ans par une marche de 0,8 m. Sur le barrage de S^t MAUR (Gers), le talus amont exposé à l'ouest-nord-ouest a subi en une seule tempête, celle de février 1996, un recul de plus de 1 m qui se termine par une marche de 0,6 m à 0,8 m de hauteur.

L'orientation du talus par rapport à la direction selon laquelle le vent souffle a, on le voit, un rôle essentiel sur le phénomène de batillage. C'est dans l'axe des vents dominants que les vagues soulevées à la surface du plan d'eau seront les plus grandes et donc les plus dangereuses. Les talus enherbés qui se dressent sur ce trajet vont être érodés.

Dans le Sud-Ouest de la France, les directions de vent susceptibles d'entraîner des dégâts aux ouvrages sont de secteur variable (vents > 8 m/s) :

- SW à WNW dans les Landes ;
 - SW à NNW en Gironde ;
 - WSW à WNW dans le Gers et ESE à SE dans le quart Nord-Est du département ;
 - SW à WNW et ESE à SE dans le Lot-et-Garonne ;
 - WSW à NW et ESE à SSE dans la Haute-Garonne ;
 - SW à NW et ESE à SSE dans le Tarn-et-Garonne ;
- (secteurs ventés correspondant aux données de Météo France à Mont de Marsan, Mérignac, Auch, Estillac, Blagnac et Montauban).

La Haute-Garonne, le Tarn-et-Garonne, le Lot-et-Garonne, ainsi que le Nord-Est du Gers sont donc soumis à deux directions de vent dangereuses :

- celles des vents d'ouest ;
- et celles de l'Autan venant du sud-est.

Les talus qui font face au nord, au nord-est et au sud seront relativement abrités dans ces régions.

En Gironde, dans les Landes et dans la plus grande partie du département du Gers, les risques de batillage importants viennent exclusivement des vents d'ouest. Les talus face au nord, au sud et à l'est, peu exposés à des vents forts, seront seulement légèrement dégradés par le clapotement des vagues.

Les résultats de l'enquête, matérialisés par les schémas de la figure 13, confirment ces prévisions. On remarquera, notamment, le cas des barrages landais où les talus enherbés et tournés vers l'est sont dépourvus de toute marche d'érosion (les talus orientés vers l'ouest ont tous été protégés par des enrochements). Dans les autres départements, les talus enherbés situés perpendiculairement à la direction des vents dominants sont souvent très dégradés.

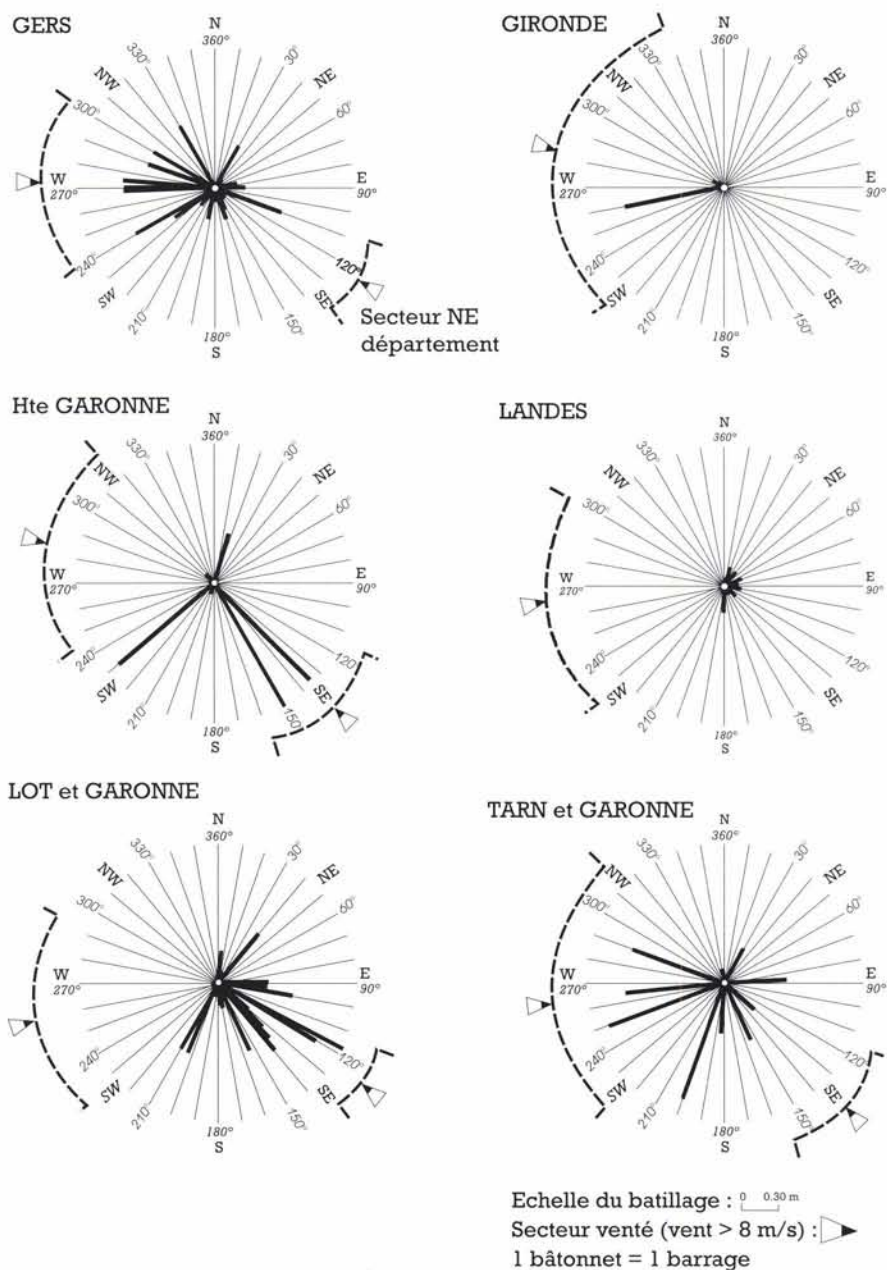


Figure 13 – Influence de l'exposition du talus sur le phénomène de batillage (d'après 62 références sur 131 talus enherbés).

2) L'INCIDENCE DE LA FAIBLE COMPACTÉ DES SOLS

Un autre facteur intervient sur le phénomène d'érosion du talus par les vagues : c'est la faible compacité des sols. Ce facteur est, a priori, surprenant. Il faut se souvenir, cependant, que les petits barrages ne font pas systématiquement l'objet d'une étude et d'un contrôle de compactage sur le chantier, conformes aux règles de l'art.

Les sols mal compactés sont rapidement dégradés par les vagues. Sur les barrages de MANCIET – BOUSCOT, de LUSSAN ou de ROQUELAURE (Gers), qui sont particulièrement rustiques, les talus sont marqués par une marche de 0,8 m à 1,2 m de hauteur au bout de 4 ans d'existence seulement.

La vulnérabilité des petits ouvrages est confirmée par la figure 14. Cette figure, relative à la hauteur de la marche de battillage en fonction du fetch, serait totalement aberrante si l'on n'introduisait pas une seconde variable explicative qui est la compacité des sols.

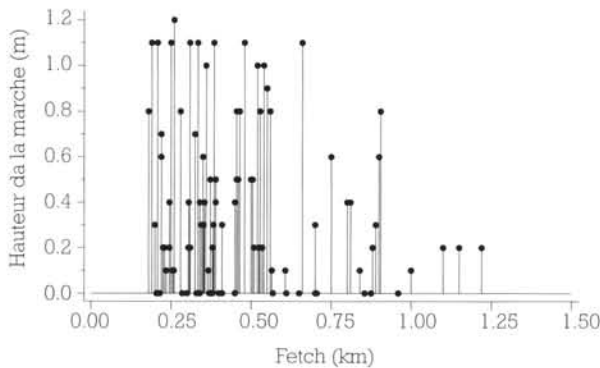


Figure 14 – Hauteur de la marche de battillage en fonction du fetch.

3.4.3 - PREVENTION ET REHABILITATION DES TALUS

La prévention du phénomène de battillage passe d'abord par une estimation du risque d'érosion en fonction de l'orientation du talus. Nous avons vu ci-dessus qu'un talus mal orienté subira inévitablement des dégradations importantes. Si l'on veut préserver son intégrité, il faut le renforcer par un riprap quelle que soit la taille de l'ouvrage. Un petit barrage nécessitant même plus d'attention qu'un grand sur ce point parce qu'il est plus fragile (faible compacité des sols) et parce que son confortement, a posteriori, est toujours plus problématique en raison du coût élevé des enrochements. A contrario, on peut faire l'économie d'une protection anti-battillage pour les talus qui ne sont pas orientés face au vent dominant et qui résisteront au clapotement des vagues, ou ne seront que très peu dégradés, s'ils sont bien compactés.

La prévention passe aussi par une estimation correcte de la vague en fonction du fetch, de la profondeur d'eau, de la vitesse du vent qui sont les facteurs intervenant dans le calcul de la hauteur de déferlement.

Les données dimensionnelles concernant le barrage ou la retenue sont faciles à établir. Le choix de la vitesse du vent, qui est du ressort du maître d'œuvre, est plus délicat. Plus le vent de référence sera fort²⁵, plus la vague sera haute, plus les blocs du riprap devront être importants pour résister aux attaques par les vagues. La force du vent prise en compte doit donc être judicieusement choisie puisqu'elle engage le dimensionnement du riprap et une dépense significative.

Si l'érosion du talus amont par les vagues est effectivement prévisible (orientation défavorable, vague importante), il faut faire le choix de protéger le talus par un riprap.

⇒ *Les spécifications concernant le dimensionnement du revêtement doivent être clairement indiquées au projet.*

L'enquête a montré qu'un riprap posé et agencé à la pelle mécanique constituait une protection efficace du talus à condition d'avoir toutes les qualités de dimensionnement des blocs (diamètre ou masse) et d'épaisseur du riprap requises par les règles de dimensionnement en fonction de la hauteur des vagues.

Les tableaux 37 et 38, extraits de «*Petits barrages. Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi*», donnent les résultats des calculs pour la gamme des barrages enquêtés.

Tableau 37 – Hauteur des vagues h en m (application de la formule de Bretschneider²⁶ pour D et F correspondant aux barrages enquêtés).

U	20					25					30					35				
	F	300	600	1000	2000	3000	300	600	1000	2000	3000	300	600	1000	2000	3000	300	600	1000	2000
5	0.28	0.39	0.50	0.67	0.78	0.35	0.49	0.61	0.81	0.94	0.42	0.58	0.73	0.96	1.10	0.49	0.67	0.84	1.09	1.24
10	0.29	0.40	0.51	0.71	0.86	0.36	0.50	0.64	0.88	1.06	0.43	0.60	0.76	1.05	1.25	0.50	0.70	0.89	1.21	1.44
15	0.29	0.40	0.52	0.73	0.88	0.36	0.50	0.65	0.90	1.09	0.43	0.60	0.77	1.08	1.30	0.50	0.70	0.90	1.25	1.50
20	0.29	0.40	0.52	0.73	0.89	0.36	0.51	0.65	0.91	1.11	0.43	0.61	0.78	1.09	1.32	0.50	0.71	0.91	1.27	1.53
25	0.29	0.41	0.52	0.73	0.89	0.36	0.51	0.65	0.92	1.11	0.43	0.61	0.78	1.10	1.33	0.50	0.71	0.91	1.28	1.55

U : vitesse du vent (m/s)
 D : profondeur d'eau (m)
 F : longueur du fetch (m)
 g : accélération de la pesanteur (m/s²)

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

25 On tiendra compte également de la durée de retour des vents (le département de la Haute-Garonne est très venté, le Gers l'est très peu).

26 La formule de Bretschneider est bien adaptée au calcul de la vague dans les petites retenues. Les formules de Stevenson – Molitor, qui sont parfois utilisées, tendent à surestimer les hauteurs de vague pour des vitesses de vent inférieures à 120 km/h et à les sous-estimer pour des vitesses supérieures.

Tableau 38 – Dimensionnement de la protection en enrochements.

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

On constate qu'avec un vent fort (vitesse de 20 m/s) capable d'engendrer des vagues de 0,3 à 0,9 m de hauteur pour une gamme d'ouvrages correspondant aux barrages enquêtés, les règles de dimensionnement du riprap recommandent un diamètre D₅₀ des blocs de 0,2 à 0,35 m²⁷. Pour un vent de tempête (vitesse du vent de 35 m/s) le D₅₀ est au plus de 0,5 m.

Le diamètre des blocs étant défini, la granulométrie du riprap devra avoir 50 % en poids des blocs d'un diamètre égal ou supérieur à D₅₀. La dimension des plus gros éléments étant limitée à e. Les petits enrochements ayant, quant à eux, un diamètre supérieur à 0,1 m.

⇒ Il faut privilégier la qualité des enrochements

Au-delà des caractéristiques dimensionnelles, le maître d'oeuvre doit rechercher une roche résistante aux chocs, à l'usure, au gel, bref à toutes les sollicitations mécaniques et physico-chimiques à laquelle elle peut être soumise. Le choix des matériaux fera référence à des résultats d'essais normalisés sur granulats²⁸ (essai de résistance au choc ou essai Los Angeles, essai d'attrition ou essai d'usure micro Deval en présence d'eau, mesure de la porosité de la roche), ou, à défaut, aux caractéristiques intrinsèques de la roche fournies par le carrier (fiche établie pour l'agrément de la carrière) et/ou à un examen visuel par un géologue.

A titre indicatif, nous donnons ci-après (tableaux 39 et 40) quelques caractéristiques intrinsèques de roches utilisables en riprap.

27 On peut aussi calculer la masse des blocs par la formule de R.Hudson :

$$w = \frac{H^3 \cdot \rho_a}{kd \left(\frac{\rho_a}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cdot \cot g \alpha} \cdot \frac{1}{\cot g \alpha}$$

où H est la hauteur de la houle (en m)
 ρ_a la masse volumique du bloc (t/m³)
 ρ_w la masse volumique de l'eau (t/m³)
 α l'angle du talus
 kd dépend de la forme du bloc (kd = 1 pour des blocs cubiques).

Dans ce cas 50 % au moins des blocs du riprap devront avoir une masse unitaire supérieure à la masse moyenne calculée.

28 Il n'existe pratiquement pas d'essais sur les enrochements.

La constitution de la couche sous-jacente, ou couche de transition, lorsqu'elle existe, devra présenter une granulométrie satisfaisant aux règles de non-entraînement de tous les filtres (voir les règles de filtre § 2.5.3.2).

Tableau 39 – Masse volumique des principaux types de roches.

Roche	Masse volumique (t/m ³)
calcaire dur	2,5 à 2,9
grès	2,5 à 2,6
granite, microgranite	2,5 à 2,7
gneiss	2,6 à 2,8
basalte	2,7 à 3

Tableau 40 – Caractéristiques intrinsèques des matériaux pour enrochements.

	Roche dure résistante	Roche tendre ou altérée
Porosité (1)	< 2 %	2 à 5 % r. altérée > 10 % r. très altérée
Micro Deval humide MDE (essai d'usure) (2)	> 3 ou 4 (% d'usure < 10 - 13)	< 3 (% d'usure > 13)
Essai Los Angeles (essai de résistance aux chocs) (3)	< 20	> 30 (r. très altérée)
Normes Afnor :	(1) NF P18-554 (2) NF P18-572 (3) NF P18-573	

⇒ Il faut un meilleur contrôle des fournitures

Les enrochements utilisés pour le riprap des barrages de faible hauteur, qui concernent des volumes très faibles, proviennent du brut d'abattage de carrière où le pourcentage d'éléments fins risque de ne pas être négligeable, ou de stocks calibrés préétablis par les carriers. Les premiers pouvant être livrés à des prix relativement bas seront attractifs mais ces matériaux risquent de ne pas satisfaire le contrôle qualité des fournitures défini au projet (taille, granularité et résistance mécanique). En particulier, on notera le risque de ségrégation du riprap lié à une granularité étalée de ce type d'enrochement.

Dans le cas d'enrochements calibrés et de granularité plus uniforme, on contrôlera les diverses manipulations depuis l'approvisionnement en carrière jusqu'à la mise en place sur le talus pour prévenir toute évolution (fragmentation des blocs liée aux chocs).

⇒ Il faut avoir pour objectif d'obtenir la « sélection » au meilleur prix

Dans le Sud-Ouest de la France, les prix proposés par les entrepreneurs à l'agrément du maître d'œuvre varient entre :

- 12 à 17 euros/tonne pour un enrochement 100-400 mm de qualité moyenne ;
- et 15 à 18 euros/tonne pour un enrochement 100-400 mm d'excellente qualité mécanique (prix rendu dans un rayon de 50 à 100 km de la carrière).

A noter que les travaux de réhabilitation d'un talus dégradé par les vagues se feront selon une démarche identique à la précédente (respect des spécifications de dimensionnement, contrôle des fournitures et recherche de la qualité au meilleur prix).

Pour les barrages de faible hauteur, les maîtres d'œuvre ont souvent accepté de faire l'impasse de la protection antibatillage à la construction pour des raisons économiques, étant entendu que celle-ci peut toujours être mise en place ultérieurement si le besoin s'en fait sentir.

Cette attitude est risquée. L'enquête montre, en effet, que les confortements a posteriori ne sont réalisés, en raison de leur coût très élevé, que si les dégâts sont importants (marche supérieure à 1 mètre) et si le barrage l'est aussi.

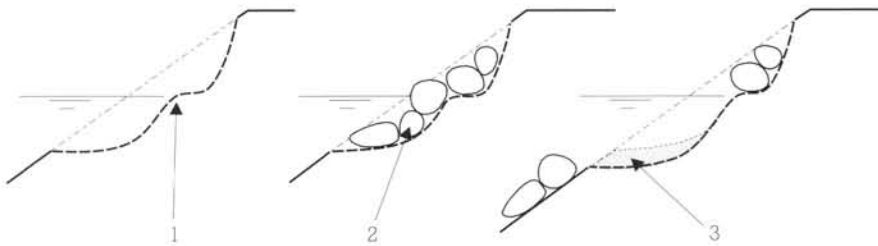


Figure 15 – Un confortement de talus insuffisant.

- 1 – talus dégradé par les vagues
- 2 – confortement par des enrochements sans reprofilage du talus
- 3 – reprise de l'érosion par les vagues après déplacement des blocs mal arrimés

Le nombre de talus renforcés quelques années après la construction a été, comme nous l'avons vu précédemment, de 11. Sur ce nombre, 6 ont fait l'objet d'un confortement par un riprap perché mis en place sur un tissu synthétique ou directement posé sur le remblai. Pour les autres, le revêtement n'a été réalisé que sur les zones les plus dégradées par simple déversement de blocs sur la pente sans aucun reprofilage du talus. Ce type de confortement, schématisé figure 15, n'est pas recommandé car les éléments rocheux peuvent être entraînés sur la pente sous l'effet du marnage, ce qui va favoriser la reprise de l'érosion.

La protection du talus amont du barrage de MANADE (Gers), ou celle du barrage de AZAM (Haute-Garonne), par des poteaux de béton soutenus par des fascines (photographie 13) n'est pas, elle non plus, une solution acceptable - bien qu'elle soit économique - car les vides qui subsistent entre les poteaux permettent à l'eau de pénétrer et d'éroder les sols du remblai en se retirant lors du marnage.

Le riprap classique représenté par des enrochements bien calibrés, bien agencés et résistants, mis en place sur une couche de transition ou sur un géotextile, est, bien sûr, la solution la plus efficace et la seule qui soit à recommander.

Les travaux de confortement seront réalisés depuis la crête ou depuis le talus après une vidange de la retenue. Lorsque la largeur de la crête est suffisante (4 à 5 m), les engins de génie

civil pourront, sans difficulté, ouvrir une fouille de même pente que celle du talus initial (en général 1/3) pour mettre en place un riprap d'épaisseur uniforme et sa couche de transition (figure 16 (a)).

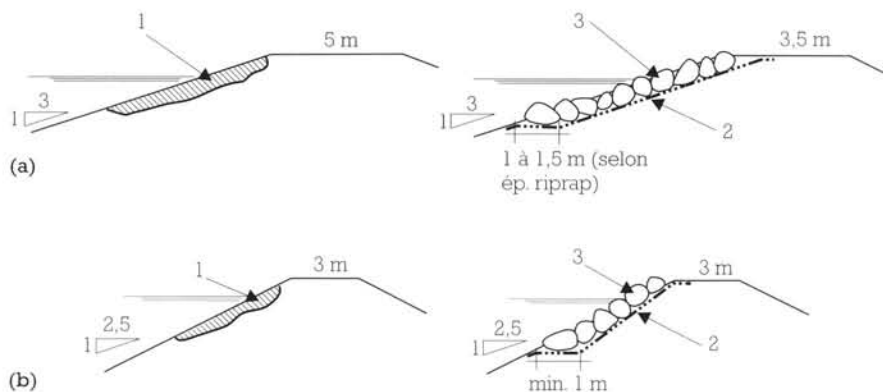


Figure 16 – Schémas de principe du confortement d'un talus amont.

- 1 - affouillement
- 2 - géotextile ou couche granulaire
- 3 - enrochements

Dans le cas d'une crête exigüe (3 m de large), la pente de la fouille sera raidie et arrêtée avant le sommet (figure 16 (b)). On économisera des matériaux mais les blocs du riprap devront avoir un diamètre important pour assurer la stabilité de la protection qui aura une pente raide (maximum admissible 1/2).

Dans tous les cas, il est recommandé de constituer une risberme horizontale à la base de la fouille sur laquelle viendront se bloquer les enrochements. Le traitement devra descendre suffisamment bas pour éviter le déchaussement des blocs de la base par les vagues lors d'un léger marnage de la retenue. La cote RN - 1 m est un minimum.

3.5 – LES DEGRADATIONS ANIMALES

Nous avons vu ci-dessus que les barrages en terre devraient être protégés contre les dangers d'érosion provoqués par les vagues, le ruissellement de la pluie et la dessiccation des terres. Il faudrait aussi les protéger contre les dégradations par les animaux fouisseurs.

Le danger des fouisseurs est omniprésent dans les départements concernés par l'enquête du fait de l'abondance des ragondins. Les populations de ragondins occupent aujourd'hui la quasi-totalité du territoire Français mais avec une prédilection pour les régions de l'ouest et du sud-ouest où le climat relativement clément et une nourriture abondante ont conduit à une véritable explosion démographique de ce rongeur depuis une quinzaine d'années.

Dans le Sud-Ouest de la France, les propriétaires de barrages et de retenues collinaires sont préoccupés par le voisinage de cet animal qui affectionne, précisément, les plans d'eau et les étangs où foisonnent les plantes aquatiques et semi-aquatiques. Dans cet environnement propice, l'animal va s'installer et creuser son terrier constitué de chambres et de couloirs pouvant représenter un volume important de terre extraite (l'extraction peut dépasser le demi-mètre cube d'après certains spécialistes qui avancent les chiffres de 10 à 12 m de galeries de 0,2 à 0,3 m de diamètre pour un seul terrier).

C'est précisément cette propension du ragondin à creuser le sol qui pose problème pour les barrages. Les dégâts causés seront soit la conséquence directe du minage des remblais par des galeries qui finissent par s'effondrer, soit le résultat de modifications des gradients hydrauliques de l'écoulement interne en relation avec le raccourcissement des lignes de courant.

Il faut dire, cependant, que si l'on exclut les dommages causés aux rivages de la retenue, plusieurs fois remarqués au cours de l'enquête, les dégâts faits aux remblais eux mêmes sont peu fréquents et concernent moins de 1 % de la population (2 barrages sur 215), mais les pathologies sont très lourdes. C'est le cas pour le barrage d'AZAS en Haute-Garonne dont le talus amont a été creusé par 5 étages de galeries de ragondins en une seule saison d'irrigation et qui risque, aujourd'hui, un effondrement ou un phénomène d'érosion interne (le lecteur se reportera au § 3.14.4.1 et à la photographie 50).

3.5.1 - COMMENT SE PROTÉGER PREVENTIVEMENT

La première des préventions consiste à entretenir régulièrement le barrage pour s'opposer au développement d'une végétation dense sur le remblai et en bordure de rivage qui permettrait aux ragondins de séjourner sur le site en toute quiétude et d'y nidifier. Le remblai et son pourtour doivent être couverts par une pelouse rase.

La protection du talus amont par un riprap constitue aussi une barrière efficace.

L'autre type de prévention concerne la lutte contre l'animal lui-même. Elle peut être individuelle, ou collective.

La réduction de la population locale de ragondins peut faire appel à des moyens de lutte ponctuels tel que le piégeage par piège - cage²⁹ ou le tir au fusil³⁰. Le succès sera variable.

Les luttes collectives à l'échelle communale, départementale et régionale réguleront l'espèce plus durablement. Elles sont confiées aux Fédérations Départementales des Groupements de

29 L'utilisation de piège-cage par des piègeurs agréés doit être déclarée en mairie. Les pièges à mâchoire sont interdits (arrêté du 16/12/1994 relatif au retrait d'homologation en application du règlement CEE du 4 novembre 1991).

30 Le ragondin est classé gibier (arrêté du 26/6/1987). Le tir est autorisé dans les conditions de la réglementation cynégétique actuelle.

Défense contre les Ennemis des Cultures (FDGDEC)³¹ et reposent sur la lutte chimique (appâts déposés sur des radeaux)³². Ces luttes collectives rodenticides, avec la bromadiolone essentiellement, doivent, en conformité avec l'arrêté du 12 juillet 1979 fixant les modalités d'utilisation de ce produit, faire l'objet d'un arrêté préfectoral. Celui-ci définit les périodes de lutte autorisées dans le département et en confie la responsabilité aux FDGDEC agréées sous contrôle du Service de la Protection des Végétaux.

Ces opérations bénéficient d'un soutien financier des Conseils Généraux, des collectivités locales et des organisations professionnelles agricoles car, au-delà des nuisances aux ouvrages qui nous préoccupent ici, le ragondin est chassé pour protéger les cultures.

3.5.2 - LA REMISE EN ETAT DES OUVRAGES

Elle dépend de l'importance de l'attaque et de la position des terriers. Les terriers superficiels seront facilement éliminés par quelques travaux de génie civil (creusement et reconstruction du remblai au niveau de la fouille) ou par l'injection de coulis durcissable (par exemple un coulis de bentonite-ciment).

S'ils sont profonds et complexes (type barrage d'AZAS), les sujétions concernant les injections ou les terrassements peuvent être importantes et devront faire l'objet d'une étude spécifique de confortement du barrage par un organisme spécialisé.

Après restauration du remblai, l'ouvrage devra être protégé. Il existe plusieurs moyens :

– l'enrochement mentionné ci-dessus. On l'utilise, essentiellement, pour renforcer un talus amont. Le ragondin déplaçant l'entrée du terrier en fonction du marnage de la retenue (l'entrée se situe immédiatement au dessous du niveau de l'eau comme le montre la photographie 50), le traitement devra concerner généralement toute la hauteur du talus. Le coût de l'intervention sera élevé (voir le coût des enrochements au § 3.4.3) ;

– le grillage. Il faut utiliser un treillis en fer galvanisé (\varnothing 7 mm) à mailles carrées (50 mm x 50 mm) soudées (classe C)³³. Il sera étendu sur le talus et ancré au pied du remblai dans une tranchée de 0,5 m x 0,5 m ou 0,5 m x 0,8 m pour empêcher le contournement par l'animal. Au sommet de l'ouvrage, il sera fixé par des pitons métalliques. Chaque bande de grillage sera reliée à la bande voisine par un système d'accroche en fil de fer (figure 17). Si on compte le matériel, la main d'oeuvre et le prix des travaux de génie civil pour la reconstruction du remblai au niveau des galeries, le coût de cette option sera élevé.

Le grillage peut être mis en place sur un talus amont ou aval. Dans ce dernier cas, il sera recouvert par une couche de terre végétale engazonnée pour améliorer la résistance au ravinement de la pente.

31 On fera appel aux FDGDEC pour tout renseignement concernant la lutte contre ce rongeur ou à la cellule chasse de la DDAF.

32 En fait, la lutte chimique n'est autorisée que dans le contexte de la protection des végétaux.

33 Le grillage courant est grignoté et cassé par les rongeurs.

De toute manière, les travaux de réparation seront toujours beaucoup plus coûteux que l'entretien préventif des ouvrages par des fauches régulières, ou que la lutte directe contre l'animal par piégeage, chasse, ou lutte chimique.

La prévention doit donc être privilégiée. Elle est effective sur certains barrages de Gironde depuis plusieurs années, avec succès, grâce à la lutte chimique et à un entretien suivi des barrages.

Nous allons voir que, dans ce domaine, les maîtres d'ouvrages ne sont pas toujours suffisamment vigilants.

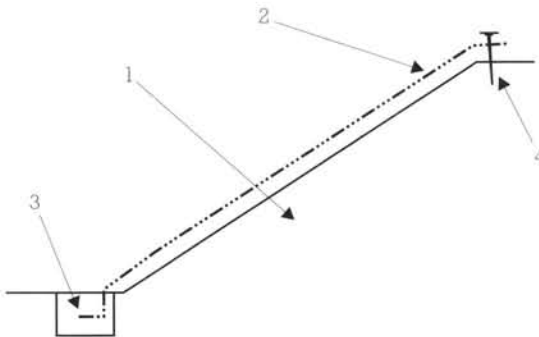


Figure 17 – Schéma de principe d'une protection de barrage par un grillage.

1 – remblai

2 – grillage galvanisé

3 – tranchée d'ancrage

4 – piton métallique de fixation

3.6 – LES AGRESSIONS DUES A LA VEGETATION

C'est une cause de vieillissement à part entière. Un barrage négligé vieillit prématurément, sans compter, comme nous l'avons indiqué ci-dessus, que le développement de la végétation crée un habitat propice aux ragondins et aux autres fousseurs.

En effet, l'entretien des barrages et des ouvrages annexes n'est pas qu'un simple souci d'esthétique. Lorsqu'un barrage se couvre anormalement de végétaux ligneux, il y a d'abord une atteinte directe à l'intégrité de l'ouvrage par les systèmes racinaires qui vont :

- ameublir une frange superficielle du remblai qui va perdre ses caractéristiques mécaniques ;
- désorganiser les enrochements du riprap ;
- colmater éventuellement les exutoires du drain ;
- perturber les dispositifs de contrôle du barrage (puits, piézomètres, plots topographiques) ;
- entraîner des circulations préférentielles à l'intérieur du massif ou de la fondation après pourrissement des racines ;
- interrompre une étanchéité superficielle, etc...

A proximité des ouvrages en béton, les racines des arbres peuvent :

- soulever le radier en le fissurant ;
- ouvrir les joints ;
- faire basculer les bajoyers ;
- désorganiser les revêtements en enrochements liés au béton, tandis que les parties aériennes gênent l'entretien des ouvrages et créent une forte prise au vent en période de tempête qui peut déstabiliser une masse de sol, comme on a pu le voir en décembre 1999.

Laisser se développer une végétation ligneuse sur un barrage c'est s'exposer à ces agressions directes, mais c'est aussi soustraire l'ouvrage à toute surveillance et diagnostic rapide permettant de démasquer des dérives importantes du comportement par la mise en évidence de venues d'eau (humidité diffuse à l'aval, résurgences localisées), ou de déformations (bourrelet, gonflement, glissement de talus ou dépression), qui sont les signes forts d'une pathologie interne (les phénomènes de tassement, de glissement de talus, ou d'érosion interne seront analysés dans la deuxième partie du chapitre 3).

Qu'en est-il pour les barrages du Sud-Ouest de la France?

3.6.1 - ETAT DES LIEUX

L'enquête révèle qu'il y a une grande disparité dans le suivi des barrages et dans les efforts qui sont consentis par les maîtres d'ouvrages pour les maintenir en état³⁴.

Le manque d'entretien peut affecter l'ensemble de l'ouvrage ou certaines parties seulement.

34 Dans le Sud-Ouest de la France, l'entretien des barrages et des abords se fait par la fauche, les produits chimiques ou le feu.

La technique d'entretien la plus courante est celle de la fauche. Elle est généralement réalisée à l'épaveuse et/ou au broyeur par des entreprises spécialisées. Le traitement est complété par un faucardage manuel (tondo - broyeur + rotofil) dans des zones d'accès difficile telles que les enrochements, le fossé de pied, la bordure des ouvrages rigides, le pourtour des sorties de drain, les puits de décompression, les piézomètres, les plots topographiques, et par un nettoyage des bassins de dissipation des évacuateurs de crues en béton à la pelle hydraulique.

L'entretien des ouvrages par les agriculteurs (cas des petites retenues) est plus diversifié :

- entretien classique à l'épaveuse et au broyeur si les agriculteurs disposent de l'outillage ;
- entretien de la crête, du haut des talus et du pied aval à l'épaveuse complété par un traitement à la débroussailleuse manuelle ou au désherbant autorisé dans les zones difficiles d'accès pour les machines agricoles ;
- entretien des parements à la débroussailleuse à dos uniquement ;
- entretien par écobuage ou pulvérisation de produits chimiques à la lance. Ces deux techniques sont exceptionnelles. Elles sont pratiquées sur 3 barrages de Haute-Garonne et de Tarn-et-Garonne uniquement. Les résultats ne sont pas très convaincants parce qu'ils restent souvent partiels (zones de végétation non atteinte à la lance, végétaux résistants aux produits chimiques autorisés, îlots de broussailles épargnés par le feu au côté de zones complètement calcinées et arides).

Le remblai est parfois négligé. Les fauches trop épisodiques des talus favorisent le développement de plantes ligneuses de type arbustif (genêts, ajoncs), mais aussi, l'implantation de jeunes arbres (saules, aulnes, frênes, acacias ou chênes) qui ne demandent que quelques années pour prospérer et envahir les parements et la crête des barrages. Les végétaux herbacés et arbustifs prolifèrent tout particulièrement dans les fossés de pied qui gardent souvent une humidité diffuse et sur les talus amont des barrages. Les saules sont les premiers à coloniser ces milieux humides. Les graines sont apportées par les vagues sur le talus amont où elles germent rapidement. On peut citer l'exemple du barrage de MONBALEN (Lot-et-Garonne) où de jeunes tiges de saule de 1 m de hauteur ont colonisé toutes les infractuosités du riprap à la cote de retenue normale (les plantules sont espacées d'environ 50 cm), en moins de 2 ans.

Cette implantation rapide est, en fait, un piège car le barrage n'ayant pas encore besoin d'un entretien poussé, les jeunes plants ne seront pas, la plupart du temps, arrachés par le maître d'ouvrage. Ils s'enracineront profondément entre les blocs du riprap et développeront par la suite des souches puissantes³⁵ dont il sera très difficile de se débarrasser. Au-delà de l'aspect négligé de l'ouvrage, la présence d'arbustes dans le riprap est une nuisance incontestable car les souches écartent les enrochements, tandis que les racines qui pénètrent dans les moindres fissures du rocher finissent par disloquer les blocs.

Les barrages de L'ESPERES (Haute-Garonne), du LOURBET (Lot-et-Garonne), de CASSET (Tarn-et-Garonne), ou encore de BROUQUEYRAN (Gironde) sont particulièrement concernés par ce problème.

On constate, assez souvent, que les négligences d'entretien du riprap coïncident avec un entretien modéré du reste de l'ouvrage, notamment du pied aval et de l'évacuateur de crues. Il suffit, d'ailleurs, de laisser se développer quelques arbres contre les murs des ouvrages rigides ou dans le fossé de pied pour entraîner un comportement pathologique (fissuration du déversoir en béton, obstruction ou écrasement des sorties de drain) comme nous le verrons plus loin.

Certains ouvrages sont négligés depuis longtemps. C'est le cas du barrage de SERILLAC (Gers), construit il y a 22 ans, qu'une végétation arbustive endémique recouvre au point de masquer totalement la silhouette du remblai. C'est aussi le cas des barrages de MANCIET (Gers), de S' PAUL D'ESPIS (Tarn-et-Garonne) entièrement submergés d'épineux et de ronces, de ceux de LEGUEVIN (Haute-Garonne) et de BETBEZER (Landes) envahis par les arbres et les arbustes, ou encore de celui de PERCHEDE (Gers) construit il y a plus de 70 ans et dont le talus aval est devenu une chênaie.

Quelquefois, le remblai est parfaitement entretenu mais le pied aval est inaccessible. Parfois c'est l'inverse.

35 La pratique de la taille annuelle des parties aériennes de la plante ne fait que renforcer la vitalité des végétaux.

Certains ouvrages importants (capacité de la retenue supérieure à 1 hm³) et particulièrement délaissés par les maîtres d'ouvrages, ont dû faire l'objet d'une intervention préfectorale pour être remis en état³⁶

Les évacuateurs de crues ne sont pas toujours, eux non plus, correctement entretenus. Une végétation herbacée s'installe dans le bassin de dissipation des déversoirs en béton et les murs du chenal et du coursier sont parfois submergés par les ronces qui empêchent toute approche. Les déversoirs en enrochements liés au béton semblent faire l'objet de plus de soin (traitements réguliers au désherbant) que les déversoirs en béton. Pour ce qui est des déversoirs rustiques, l'entretien est souvent inexistant. Les végétaux et les plantes vivaces s'installent dans les coursiers en terre où ils freinent les écoulements. L'entrée du déversoir peut être obstruée par la prolifération de plantes herbacées et arbustives, ou par l'accumulation de corps flottants, qui finissent par diminuer la capacité d'évacuation du déversoir et par relever le niveau du plan d'eau. Le canal de fuite est souvent très négligé.

Mais il y a aussi, fort heureusement, des barrages bien entretenus dont les talus et les abords sont couverts par une pelouse rase³⁷.

3.6.2 - LE BILAN DE L'ENQUÊTE

Si on fait le bilan de l'état des barrages dans le Sud-Ouest de la France, à l'issue de l'enquête, on constate que :

- 48 % des barrages sont bien entretenus (talus enherbés ou en voie de végétalisation, ouvrages hydrauliques en bon état),
 - 22 % ont un aspect correct (talus enherbés avec quelques îlots de végétation ligneuse n'empêchant pas un diagnostic visuel),
 - 18 % sont négligés (ligneux à tous niveaux, diagnostic visuel difficile),
 - 12 % sont très négligés ou à l'état d'abandon (accès difficile à l'ouvrage, diagnostic visuel impossible).
- (voir les photographies 14 à 19)

Bien qu'il n'y ait pas exactement synonymie entre «*état de l'ouvrage*» et «*entretien*»³⁸, on constate que les barrages qui ont fait l'objet de l'enquête sont en majorité suivis.

36 Conformément à l'article 10, alinéa 4 de la Loi sur l'Eau renforçant les pouvoirs de police sur les ouvrages existants qui ne font plus l'objet d'un entretien régulier.

37 D'après l'enquête, la fréquence d'entretien est variable. L'option courante est la fauche annuelle. Elle serait pratiquée sur 50 à 80 % des barrages selon le département concerné (pas de témoignage pour le Gers). Pour les ouvrages les plus importants elle s'accompagne d'un traitement au débroussaillant chimique autorisé (renouvelé si nécessaire dans l'année) sur les endroits stratégiques (fossé de pied, enrochements, bordure des ouvrages en béton, pourtour des sorties de drain et des puits, évacuateur de crues en enrochements liés au béton). Lorsque l'on passe sur un plus long terme, il n'y a, apparemment, plus aucune régularité de l'entretien de la part des maîtres d'ouvrages. Le programme pluriannuel de fauche est exceptionnel (réservé aux plans d'eau touristiques presque exclusivement). Sur le plan des résultats, la fréquence de fauche annuelle est recommandée. Au-delà, l'ouvrage paraîtra négligé à très négligé.

38 Les ouvrages récents ne nécessitant aucun entretien, ou les barrages ayant bénéficié d'une fauche après de longues années d'abandon, sont considérés comme bien entretenus.

En fait, l'entretien est très sélectif et c'est là le problème.

Les barrages les mieux entretenus sont les plus grands en hauteur ou en volume, les ouvrages concédés à des maîtres d'ouvrage ou à des exploitants avisés, ou encore les ouvrages à vocation touristique.

Les petits barrages destinés à l'irrigation dont la gestion est assurée par des particuliers ou par des petits groupements d'agriculteurs sont les plus négligés, à quelques exceptions près. Le tableau 41 confirme que plus du tiers des barrages à $H^2\sqrt{V} < 100$ est mal entretenu (ouvrages négligés ou très négligés) soit 56 barrages sur 153. Ce chiffre est important.

Tableau 41 – Entretien des barrages selon leur taille.

	Bon état		Entretien correct		Négligé		Très négligé		Total	
$H^2\sqrt{V} < 50$	28	28 %	31	32 %	20	20 %	20	20 %	99	100 %
$50 < H^2\sqrt{V} < 100$	31	57 %	7	13 %	12	22 %	4	8 %	54	100 %
$100 < H^2\sqrt{V} < 300$	29	65 %	9	20 %	6	13 %	1	2 %	45	100 %
$H^2\sqrt{V} > 300$	11	100 %	-	-	-	-	-	-	11	100 %
Inconnue	4	67 %	-	-	1	16,5 %	1	16,5 %	6	100 %
Total (215 ouv. val. sur 215)	103	48 %	47	22 %	39	18 %	26	12 %	215	100 %

C'est dans le département du Gers que les barrages paraissent les plus délaissés (tableau 42). 30 % seulement des ouvrages visités dans ce département sont en bon état. 33 % ont un aspect correct. A l'opposé, un effort d'entretien important paraît consenti par les maîtres d'ouvrages du Tarn-et-Garonne où 85 % des barrages ont un bon, ou assez bon, aspect (la Gironde qui ne compte que 7 ouvrages n'est pas un département significatif).

Mais que l'on ne s'y trompe pas, il n'y a pas de différence de comportement des maîtres d'ouvrages en fonction du département. Les chiffres indiqués pour le Gers reflètent avant tout la population hébergée où dominent les ouvrages de petite dimension dont l'entretien est assez systématiquement négligé, alors que dans le Tarn-et-Garonne ce type d'ouvrage est peu représenté au niveau de l'enquête (les populations concernées par l'étude sont indiquées au tableau 1).

Tableau 42 – Entretien des barrages selon le département.

	Bon état	Entretien correct	Négligé	Très négligé	Total
Gers	30 %	33 %	25 %	12 %	100 %
Gironde	86 %	-	14 %	-	100 %
Haute-Garonne	40 %	24 %	24 %	12 %	100 %
Landes	57 %	18 %	14 %	11 %	100 %
Lot-et-Garonne	63 %	8 %	13 %	16 %	100 %
Tarn-et-Garonne	74 %	11 %	4 %	11 %	100 %

Le pourcentage d'ouvrage à l'état d'abandon est pratiquement le même dans tous les départements (environ 12 %). Il s'agit de barrages à $H^2\sqrt{V} \leq 50$ dans 80 % des cas.

3.6.3 - QUELLES SONT LES RAISONS DU MANQUE D'ENTRETIEN DES BARRAGES DE PETITE DIMENSION ?

Il y en a plusieurs :

1) L'ABSENCE DE BUDGET PRÉVISIONNEL D'ENTRETIEN

Les barrages importants et certains ouvrages de petite dimension ont un budget prévisionnel d'entretien intégré aux frais d'exploitation. Ceci permet l'intervention d'une entreprise spécialisée (ou d'un tiers qui est souvent un agriculteur habitant à proximité, mandaté par le maître d'ouvrage) pour une remise en état régulière du barrage (entretien annuel ou pluriannuel)³⁹.

Pour la majorité des petits barrages, ce budget n'existe pas et l'entretien est décidé en fonction des besoins. La fauche mécanisée, l'écobuage, ou l'application d'un désherbant autorisé sont assurés par les agriculteurs à tour de rôle, ou collectivement. Seuls, les frais d'achat de désherbant ou de réparation du matériel sont facturés et répartis entre les adhérents de l'association au prorata des surfaces irriguées.

2) UN SOUCI ÉCONOMIQUE

Il est général mais il se fait sentir surtout dans les petites structures.

3) DES MÉSENTENTES ENTRE ADHÉRENTS

Elles aboutissent tôt ou tard à une négligence de l'ouvrage et de ses abords. Les petites structures sont, une fois de plus, les plus exposées.

4) DES RAISONS TECHNIQUES

Elles ont été souvent évoquées par les maîtres d'ouvrages (agriculteurs) qui entretiennent eux-mêmes leur bien et elles tiennent, selon eux, à une forte pente du talus aval (talus à 1/2) aggravée par la présence d'un fossé de pied.

Et il est vrai que la réunion de ces deux éléments accentue le danger (ou la gêne) de la fauche mécanisée pour les non-professionnels qui utilisent des machines agricoles (tracteur + faucheuse tractée, épareuse à faible portée).

³⁹ Le coût de l'entretien d'un barrage (fauche mécanisée du remblai et des abords, traitement complémentaire par faucardage manuel, traitement au désherbant autorisé des parties d'ouvrage le nécessitant : enrochements, fossé de pied, voisinage des exutoires de drain, puits de décompression, piézomètres, plots topographiques, nettoyage du déversoir) varie entre 155 à 3200 euros HT pour la gamme des ouvrages enquêtés (prix récents correspondant à 38 références).

La facturation est rédigée soit au m² traité, soit en temps d'intervention. La facturation au m² est beaucoup plus correcte (indépendante de l'outillage).

Dans le Sud-Ouest de la France les prix à l'entretien des barrages sont les suivants (prix variables selon les entreprises) :

- 0,06 euro/m² à 0,08 euro/m² HT pour une fauche mécanisée (épareuse ou broyeur) ;

- 0,12 euro/m² à 0,2 euro/m² HT pour un faucardage manuel (tondo-broyeur, rotofil, etc...) ;

ou 36 à 50 euros/heure HT.

Le coût de l'intervention est majoré pour l'élimination d'arbres ou d'arbustes à la tronçonneuse, pour un travail dangereux (pente raide, fossé de pied très profond), ou pour une approche difficile des différentes parties à traiter.

En cas de perte de contrôle de la machine, les agriculteurs revendiquent la possibilité de bénéficier naturellement d'un amortissement de la vitesse en bas de pente. Pour cela, il ne faut aucun obstacle au pied aval. Le fossé est donc, à ce titre, un handicap majeur.

La crainte de l'accident conduit souvent les agriculteurs à abandonner la fauche mécanisée. L'entretien manuel avec une débroussailleuse à dos qui est beaucoup plus contraignant sera, dès lors, moins fréquent et les petits barrages prendront l'aspect négligé que nous leur connaissons aujourd'hui avec le risque d'une accentuation du vieillissement en surface, mais aussi, et il faut insister sur ce point, avec l'impossibilité de découvrir à temps une anomalie de comportement interne par un simple examen visuel du barrage et de ses abords.

Précisons que la pente de talus n'est jamais un handicap pour une entreprise spécialisée qui adaptera le matériel de fauche au travail à réaliser et aux difficultés du site (entretien à l'épaveuse avec des bras télescopiques de grande portée (maximum 7,5 m) ou utilisation d'engins chenillés avec broyeur pour les pentes très raides).

Par contre, le fossé de pied de talus est considéré comme une gêne par tous les intervenants (dangers pour la fauche mécanisée selon les uns, difficulté d'approche du talus aval selon les autres).

3.6.4 - LES SUGGESTIONS

Que faudrait-il pour améliorer l'état des petits barrages ?

1) PENSER «ENTRETIEN» DÈS LE STADE DU PROJET.

Cela signifie, en premier lieu :

⇒ sensibiliser les maîtres d'ouvrages à la nécessité de l'entretien et de la surveillance du barrage en évaluant, au dossier de projet, le coût annuel des interventions (rôle du maître d'œuvre).

⇒ demander un engagement du propriétaire à respecter le plan d'entretien et de surveillance établi et le vérifier (service de contrôle).

En second lieu, il faut (rôle du maître d'œuvre) prévoir des dispositifs facilitant l'entretien et le suivi des barrages pour les intervenants, c'est à dire :

⇒ adopter des pentes faibles permettant un entretien mécanisé avec les outils agricoles traditionnels. Au barrage de BOUDEAUX (Lot-et-Garonne) de 10 m de hauteur, les agriculteurs ont fait la demande d'une pente de talus aval à 1/3 qui est sans danger pour la fauche. On peut aussi introduire une risberme à mi-hauteur du talus pour permettre un entretien à l'épaveuse à partir de la crête, de la risberme et du pied aval.

Ces propositions conduisent à une majoration du volume du remblai de l'ordre de :

- 2000 m³ pour un ouvrage de 10 m de hauteur et une diminution de pente de 1/2 à 1/2,5;
 - 1000 m³ pour un talus de 10 m de hauteur, de pente 1/2, avec une risberme de 3 m à mi-pente. (Ces calculs ont été réalisés pour une vallée de section trapézoïdale avec des bases de 50 m et de 150 m).

Au prix actuel du remblai compacté, l'augmentation de volume de l'ouvrage pour une risberme à mi-pente entraînerait une majoration du coût d'environ 2300 euros. Ce serait le prix à payer pour faciliter l'entretien du barrage sur le long terme.

⇒ supprimer les obstacles et, en premier lieu, le fossé de pied. Les fossés profonds en pied de talus gênent les professionnels de l'entretien comme les non-professionnels.

Il y a deux solutions pour remédier à ce problème :

- connecter les sorties en peigne du drain vertical à un collecteur enterré dans le fossé de pied avec un regard visitable à chaque sortie de drain pour le contrôle des débits. Si le fossé de pied est profond et joue un rôle de décompression de la fondation, il sera comblé par des matériaux drainants ;
- éloigner le fossé du talus aval de plusieurs mètres (au moins 10 m).

⇒ protéger les sorties de drain, la tête des puits de décompression, les piézomètres et les plots topographiques⁴⁰ par un ouvrage en dur pour éviter qu'ils ne soient ébranlés, cassés ou détruits lors d'une fauche.

⇒ damer la surface de la couche de terre végétale mise en place sur le talus aval pour obtenir une pente régulière et prévenir les ravines qui peuvent gêner ultérieurement l'entretien .

⇒ prévoir un dégagement suffisant entre les ouvrages (remblai et fossé de pied (déjà cité), ou remblai et évacuateur latéral) afin de faciliter la circulation des engins mécanisés. Lorsque l'évacuateur de crues est posé sur le remblai, des accès aux deux parties du barrage devront être prévus (accès par les rives, passage supérieur en crête, pont ou empierrement pour le passage à gué du ruisseau à l'aval du bassin de dissipation).

2) METTRE EN PLACE UN BUDGET D'EXPLOITATION INCLUANT L'ENTRETIEN ANNUEL COMME INDIQUÉ CI-DESSUS.

3) FAUCHER RÉGULIÈREMENT ET AU MINIMUM UNE FOIS PAR AN LE BARRAGE ET SES ABORDS.

L'entretien tous les 2 à 3 ans n'est pas forcément un bon calcul économique dans la mesure où la repousse de la végétation arbustive conduira l'entreprise à facturer sa deuxième intervention au prix fort.

L'entretien doit commencer le plus tôt possible, c'est-à-dire dès la première année d'exploitation du barrage, pour ne pas laisser s'installer une végétation ligneuse (ajoncs, genêts, saules, etc.) sur la crête, les talus, le pied aval du barrage et la proximité des ouvrages annexes. La fauche précoce favorisera l'installation d'une couverture herbacée homogène.

En cas d'implantation sauvage de végétaux ligneux, il est recommandé de les arracher au stade de la plantule plutôt que de les tailler, à moins de prendre la résolution d'épuiser la plante jus-

⁴⁰ Les piézomètres et les plots topographiques ne sont mis en place que sur les ouvrages importants

qu'à son dessèchement par une coupe systématique de toute reprise aérienne qui empêchera l'assimilation chlorophyllienne de se faire.

Si des arbres de grande taille se sont développés sur le remblai, ou au pied aval, la coupe et le dessouchage ne sont pas recommandés, sauf en cas de nécessité. Rappelons que toute plantation d'arbre est à proscrire à moins de 15 m du pied d'un barrage.

On veillera aussi à ce que le fossé de pied (s'il existe) et les fossés d'évacuation vers l'aval, souvent colonisés par des plantes herbacées à rhizomes (iris, massettes, joncs) dont l'accumulation finit par rehausser le fond, soient périodiquement curés et recalibrés pour permettre l'écoulement du drain et l'assainissement du pied aval.

L'entretien du barrage est un devoir pour le propriétaire ou son exploitant.

3.7 – L'ENTRETIEN DES SORTIES DE DRAIN

C'est un point particulier – mais capital – de l'entretien d'un barrage (les dispositifs drainants et les sorties de drain ont été décrits aux § 2.5.3.2 et 2.5.3.3 auxquels nous renvoyons le lecteur).

Les sorties de drain permettent l'évacuation de l'eau d'infiltration à travers le massif et participent à la maîtrise des pressions hydrostatiques internes. Tout défaut de fonctionnement des exutoires remettrait en cause l'équilibre des pressions interstitielles et créerait un comportement pathologique (la ligne de pression hydrostatique nulle venant recouper le talus aval).

Qu'en est-il pour les barrages enquêtés ?

3.7.1 – LE CONSTAT

L'enquête montre que les exutoires des drains posent, à l'image du barrage, un réel problème d'entretien.

Prenons le cas des barrages à drain cheminée (y compris les barrages à drain géosynthétique). 31 % seulement de ceux-ci ont toutes les sorties de drain ou de collecteur en plastique, prévues au projet, visibles et apparemment fonctionnelles. 10 % n'en ont plus que la moitié et 12 % moins de la moitié. 47 % des ouvrages construits avec un drain cheminée, soit près de 1 barrage sur 2, n'ont plus aucune sortie de drain ou de collecteur visible.

D'après le tableau 43, 12 % des barrages à drain cheminée de moins de 5 ans n'ont déjà plus de sortie de drain visible. Au delà, le pourcentage augmente nettement. Il est de près de 45 % pour les barrages de 6 à 10 ans et passe à près de 75 % avec les ouvrages de 11 à 15 ans. Il se maintient entre 55 % et 65 % au delà.

Certains maîtres d'ouvrages ignorent même totalement la position, sinon l'existence, des exutoires du drain.

Tableau 43 – Entretien des sorties de drain selon l'âge du barrage.

	Pourcentage de sorties visibles									
	100 %		50 à 100 %		Moins de 50%		Aucune		Total	
1 – 5 ans	14	56 %	3	12 %	5	20 %	3	12 %	25	100 %
6 - 10 ans	16	32 %	7	14 %	5	10%	22	44 %	50	100 %
11 – 15 ans	7	23 %	1	3 %	-		22	74 %	30	100 %
16 – 20 ans	3	15 %	2	10 %	2	10 %	13	65 %	20	100 %
21 – 25 ans	-		1	14 %	2	29 %	4	57 %	7	100 %
Inconnu	3	50 %	-		2	33 %	1	17 %	6	100 %
Total (138 ind. val. sur 138)	43	31 %	14	10 %	16	12 %	65	47 %	138	100 %

Ce bilan est très médiocre. Cela tient à plusieurs facteurs :

1) A une négligence des barrages après leur construction, notamment des plus petits, comme on l'a vu au paragraphe précédent

Les résultats du tableau 44 permettent de calculer que près de 80 % des barrages à drain cheminée n'ayant aucune sortie de drain visible sont, précisément, des barrages à $H^2 \sqrt{V} < 100$ et que les 2/3 de ceux-ci sont des barrages à $H^2 \sqrt{V} < 50$.

Par contre, les sorties de drain sont accessibles dans 75 % des cas sur les barrages à $H^2 \sqrt{V} \geq 300$.

Tableau 44 – Entretien des sorties de drain selon la taille du barrage.

	Pourcentage de sorties visibles									
	100%		50 à 100 %		Moins de 50%		Aucune		Total	
$H^2 \sqrt{V} < 50$	8	16 %	4	8 %	4	8 %	34	68 %	50	100 %
$50 \leq H^2 \sqrt{V} < 100$	11	27 %	8	20 %	5	11 %	17	42 %	41	100 %
$100 \leq H^2 \sqrt{V} < 300$	18	47 %	2	5 %	6	16 %	12	32%	38	100 %
$H^2 \sqrt{V} \geq 300$	6	75 %	-		-		2	25 %	8	100 %
Inconnue	-		-		1	100 %	-		1	100 %
Total (138 ind. val. sur 138)	43	31 %	14	10 %	16	12 %	65	47 %	138	100 %

2) Au manque d'entretien des exutoires eux-mêmes

Le manque d'entretien des sorties de drain est illustré par les photographies 20 à 28 où l'on voit des conduits plastiques obstrués par des éboulements de terre, des sorties écrasées au moment des travaux de construction ou d'entretien, ou décapitées par une fauche ou par le vandalisme, des sorties colonisées par la végétation, ou encore des exutoires partiellement bouchés par des dépôts minéraux ou organiques, ou colmatés après sédimentation des particules de terre en suspension dans les eaux boueuses qui ont pénétré dans les regards pendant les pluies d'orage. Ces exutoires ne sont plus fonctionnels.

3) A la fragilité de certaines options techniques

C'est incontestablement dans la catégorie des sorties directes de PVC dans le fossé de pied, dont le schéma est donné figure 8 (a), que l'on a les défections les plus nombreuses.

D'après le tableau 45, 61 % des barrages qui en sont pourvus n'ont plus aucune sortie de drain visible. A l'opposé, le dispositif le plus performant est le collecteur enterré avec regards visitables schématisé en (j) figure 8.

Les performances des exutoires renforcés de type (c) (d) (e) (f) (g) sur la même figure, sont plus mitigées.

Quant aux sorties de collecteur, on ne les retrouve facilement que si elles sont intégrées à un ouvrage rigide (bassin de dissipation de l'évacuateur, chambre des vannes, puisard). Les sorties de collecteur dans le canal de fuite à l'aval immédiat du bassin de dissipation, ou à l'aval de la chambre des vannes, sont généralement occultées par la végétation ou par les éboulements de terre comme les sorties directes de drain dans le fossé de pied et tout diagnostic sur leur fonctionnement est rapidement impossible.

Tableau 45 – Entretien des sorties de drain selon leur type.

	Pourcentage de sorties visibles						Total
	100 %	50 à 100 %	Moins de 50%		Aucune		
Sorties directes des PVC au fossé	9 14 %	4 6 %	13 19 %	41 61 %	67	100 %	
Exutoires renforcés	5 31%	5 31 %	3 19 %	3 19 %	16	100 %	
Collecteur enterré + regards visitables	8 89 %	1 11 %	-	-	9	100 %	
Sortie du collecteur	21 46 %	4 8 %	-	21 46 %	46	100 %	
Total (138 ind. val. sur 138)	43 31 %	14 10 %	16 12 %	65 47 %	138	100 %	

Il y a donc des sorties de drain ou de collecteur détruites ou colmatées et des sorties de drain – et elles sont beaucoup plus nombreuses – qui sont « phagocytées » par la végétation.

Une question se pose. Peut-on faire un parallèle entre les sorties masquées par la végétation et des « sorties non fonctionnelles » ?

A priori, non. Cependant, lorsqu'on regarde les caractéristiques de la population concernée par l'absence totale d'accès aux exutoires du drain interne et que l'on constate qu'il s'agit majoritairement :

- de barrages à $H^2 \sqrt{V} < 50$ très mal entretenus ;
- de sorties directes au fossé de pied très fragiles ;
- et d'ouvrages de 10, 15 et 20 ans,

on a tout lieu de penser qu'il doit y avoir souvent concomitance entre exutoire masqué par la végétation et perte de la fonction drainante qui va conduire à des surpressions dans le remblai.

Le problème de l'asphyxie du drain pourrait également les tapis drainants.

Dans ce cas, en effet, il n'y a guère que les ouvrages qui ont un drain horizontal bloqué à l'aval par un massif grossier (concassé, galets, enrochements) qui laissent passer un débit ou un suintement. Pour les autres, le problème du rabattement de la nappe reste posé et le restera en l'absence de piézomètres permettant de vérifier la position de la ligne phréatique dans le remblai et la mise en charge, ou pas, du drain en régime permanent.

Dans le cas du drain horizontal sans massif de pied à sa sortie, ce qui semble poser problème, en supposant que le sable n'est pas colmaté (ce qui n'est pas prouvé), c'est une migration de la couche de terre végétale au pied du talus aval qui, avec le temps et le développement d'un chevelu racinaire très dense, finit apparemment par constituer un écran étanche à l'exutoire du tapis drainant (figure 18).

Ces barrages nécessiteraient aujourd'hui quelques investigations de contrôle et peut-être quelques aménagements pour rétablir la fonction drainante.

Ces constats sont graves. Ils laissent entendre qu'un certain nombre de petits barrages pourraient souffrir d'une saturation du drain et d'une augmentation des pressions interstitielles dans le massif, diminuant la sécurité de l'ouvrage, par simple négligence de l'entretien des exutoires du drain.

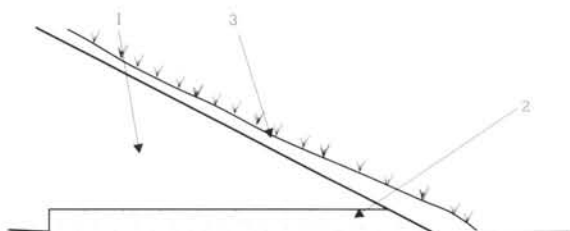


Figure 18 – Schéma de principe de l'obstruction d'un tapis drainant.

- 1 – remblai compacté
- 2 – tapis de sable
- 3 – couche de terre végétale engazonnée

Combien d'ouvrages seraient dans ce cas ?

A cette question, on ne peut bien évidemment pas répondre puisque l'enquête est basée sur un diagnostic visuel qui ne peut pas détecter des surpressions dans le remblai tant que la nappe n'atteint pas le talus aval⁴¹.

A défaut de pouvoir chiffrer exactement ce type de pathologie interne, l'enquête a le mérite de soulever le problème et d'en dénoncer la gravité auprès des maîtres d'ouvrages qui n'ont probablement pas conscience des risques qu'ils font courir à leur barrage en négligeant l'entretien des exutoires de drain.

La même mise en garde doit être faite à propos des puits de décompression.

41 Dans les remblais en argile du Sud-Ouest de la France, la saturation du massif ne peut s'établir qu'à long terme (plusieurs dizaines d'années), sauf si les sols ont été mal compactés et présentent une forte anisotropie de perméabilité favorable à des écoulements préférentiels. Cette remarque, sécurisante à première vue, est, en fait, assez inquiétante puisqu'elle peut masquer un comportement anormal du barrage si celui-ci est dépourvu de moyen d'auscultation (piézomètres ou capteurs de pression), ce qui est généralement le cas des petites structures.

14 % des barrages enquêtés en sont équipés, comme on l'a vu au § 2.5.2. Aujourd'hui, si l'on fait exception de quelques barrages importants, la plupart des puits ne font l'objet d'aucune surveillance, ni d'aucune interprétation des niveaux d'eau ou des débits en fonction de la charge dans la retenue⁴².

Les puits sont d'ailleurs souvent introuvables, bouchés, ou détruits partiellement, ou même totalement, à la suite d'accidents de fauche ou d'actes de vandalisme. D'autres débordent, en continuant certes à jouer leur rôle de décharge, mais sans aucun contrôle permettant de déceler une dérive éventuelle du comportement (tendance à l'augmentation des niveaux d'eau ou des débits à charge constante dans la retenue, entraînement de matière, ou, au contraire, tendance au colmatage des puits, etc...).

Les puits qui ont un rôle capital, comme nous le verrons au § 3.13.3.2 peuvent donc perdre tout leur intérêt par pur laxisme. C'est inadmissible.

3.7.2 - LES DISPOSITIONS A PRENDRE POUR REHABILITER LES SORTIES DE DRAIN ET LES PUIITS

Elles sont souvent très simples.

Pour tous les barrages dont le système drainant est susceptible d'être asphyxié par l'obstruction des sorties de drain ou de puits, il faut remettre celles-ci en évidence et en état (dégager les conduits masqués par la végétation, les restaurer, éliminer les concrétions (carbonates essentiellement) ou les dépôts terreux, extraire les chevelus racinaires qui les bouchent, créer un exutoire pour le tapis, etc...) et s'engager à entretenir régulièrement ces ouvrages redevenus fonctionnels⁴³.

Cette restauration ne sera pas très onéreuse même si elle est mise à profit pour réaliser des améliorations techniques. C'est ainsi que, dans le Sud-Ouest de la France, plusieurs barrages ont déjà fait l'objet d'un renforcement des sorties directes de drain dans le fossé de pied par des demi-regards préfabriqués en béton, plus pérennes et plus faciles à repérer lors de l'entretien du barrage ou de la mesure des débits de drain.

Le contrôle des débits, lorsque l'écoulement permanent est établi dans le remblai, est du ressort du maître d'ouvrage ou du concessionnaire.

Dans le contexte décrit ci-dessus, le jaugeage des fuites est naturellement exceptionnel soit parce que les exutoires des drains ne sont pas visibles, comme nous l'avons vu plus haut, ou pas accessibles (sorties des exutoires à ras du sol ou mesures acrobatiques dans les bassins de dissipation), soit parce que les mesures de débit ne sont pas programmées et que les maîtres d'ouvrages non spécialisés n'en voient pas l'intérêt. Dans le meilleur des cas, les écoulements

⁴² Le contrôle d'un puits de décompression à l'aval d'un barrage peut se faire en mesurant le niveau d'eau dans le puits équipé en piézomètre, ou les pressions à partir d'un manomètre vissé sur le tube, ou encore, en mesurant le débit (cas des puits artésiens).

⁴³ En cas de traitement trop tardif et de saturation du talus ou du pied aval, on se reportera au § 3.13.5.

sont suivis visuellement (ou simplement connus du propriétaire) mais ne font l'objet d'aucune interprétation, sauf pour les grands barrages et pour ceux qui sont gérés par des maîtres d'ouvrages spécialisés, sensibilisés à ces mesures.

Beaucoup d'efforts sont à faire dans ce domaine comme dans celui du maintien en état des sorties de drain, ou des puits.

3.7.3 - ENSEIGNEMENTS A TIRER POUR LA CONCEPTION DU DRAINAGE DES OUVRAGES A VENIR

1) IL Y A DES PRATIQUES DE CONSTRUCTION À ABANDONNER ET DES ERREURS À ÉVITER TELLES QUE :

⇒ les sorties directes et sans protection des émissaires en peigne du drain vertical dans le fossé de pied.

⇒ l'utilisation de drains agricoles annelés jusqu'à l'exutoire. Ces conduits très fragiles qui présentent un risque de rupture ou d'écrasement à l'entretien doivent être relayés à l'aval par des tuyaux rigides (tuyaux lisses en PVC de type adduction d'eau, ou tuyaux routier à cunette sans fente).

⇒ les sorties des conduits, même rigides, en fond de fossé ou en fond de regard parce qu'ils se bouchent facilement.

⇒ l'utilisation de conduits de très faible diamètre pour les mêmes raisons.

⇒ l'ouverture des regards de visite au niveau du sol parce qu'ils sont facilement envahis par les eaux de ruissellement lors d'une pluie d'orage et qu'ils sont susceptibles de s'obstruer par sédimentation des particules en suspension dans l'eau.

⇒ la réalisation d'un fossé, ou de regards, en pied de digue. Il est indispensable de prévoir un espace de plusieurs mètres (au moins 10 m) entre l'ouvrage et le dispositif d'évacuation des eaux de drainage pour que les éboulements de terre ou que les produits de l'érosion superficielle du talus ne viennent pas combler le fossé ou les regards.

⇒ l'évacuation directe du tapis drainant en sable dans le fossé de pied aval.

⇒ ou encore, les dispositifs entraînant des jaugeages acrobatiques des débits de drain dans le bassin de dissipation ou à l'aval de la chambre des vannes.

2) IL Y A DES DISPOSITIFS À PRIVILÉGIER TELS QUE :

⇒ l'utilisation de conduits en plastique dont la résistance mécanique sera compatible avec les contraintes de compression induites par les travaux et le remblai.

⇒ les sorties de drain renforcées et protégées. La meilleure option, on l'a vu ci-dessus, c'est la reprise des exutoires en peigne du drain vertical par un collecteur enterré, avec un regard visitable à chaque sortie de PVC.

Rappelons que le regard doit être constitué par une buse ou par des éléments préfabriqués en béton, fermés par un couvercle lourd (un tampon en fonte est préférable au béton qui se brise assez facilement). Le regard doit dépasser le niveau du sol de 0,15 à 0,20 m pour éviter d'être submergé par les eaux de ruissellement en cas d'orage, ou être mis en place dans un fossé drainant assurant l'infiltration immédiate des eaux de surface à sa périphérie.

Pour diminuer la gêne à l'entretien que constituent les regards dépassant le terrain naturel, on peut simplifier le dispositif en regroupant plusieurs sorties dans un même regard et éloigner celui-ci du pied du talus (voir au § 3.7.3-1). On peut aussi opter pour un collecteur enterré avec regards borgnes (T de raccordement). La mesure des débits étant reportée juste à l'amont de l'exutoire du collecteur.

⇒ les conduits drainants ou aveugles de gros diamètre. Les tuyaux de plastique en Ø 50 mm ou Ø 65 mm qui sont les plus fréquemment utilisés au niveau des drains en peigne se bouchent trop facilement à leur sortie et sont difficiles à nettoyer⁴⁴; des conduits en Ø 100 mm (minimum) ou Ø 120 mm sont préférables.

Pour les mêmes raisons, le collecteur de pied en Ø 100 mm ou Ø 120 mm qui est interrompu par des regards visitables doit être remplacé par un conduit en Ø 150 mm ou Ø 180 mm qui se bouchera moins facilement. Cependant, lorsque les exutoires en peigne du drain vertical sont reliés au collecteur par des regards borgnes un Ø 120 mm sera acceptable dès lors que les raccordements entre le collecteur et les éléments en peigne auront été correctement emboîtés pour garantir la continuité de l'écoulement. Dans ce cas, le collecteur aveugle s'évacuera par gravité à l'aval du bassin de dissipation ou de la chambre des vannes, via un regard visitable permettant le contrôle global des débits du drain et les observations classiques sur l'état des eaux de drainage (eau claire ou chargée).

Bien entendu, les drains en peigne et le collecteur doivent être calés pour permettre l'évacuation gravitaire de l'eau de drainage.

⇒ les tranchées profondes pour la pose des drains ou des collecteurs. Elles devront avoir 0,6 m de profondeur au minimum et de préférence 0,8 m pour permettre, après remblaiement, la circulation des engins de chantier ou d'entretien sans risque d'écrasement ou de perforation des conduits placés en fond de fouille. Naturellement, aucune végétation arbustive ne pourra être tolérée à l'aval du barrage pour les mêmes raisons.

⇒ la possibilité de jaugeage des débits de drainage. Ceci suppose des sorties de drain à l'intérieur des regards suffisamment hautes pour permettre l'introduction d'un récipient au dessous, ou l'aménagement d'un déversoir à la sortie du collecteur pour une mesure globale des écoulements (les mesures fractionnées sont préférables). Rappelons que le suivi du débit des drains est un aspect fondamental de la surveillance d'un barrage car ce paramètre intègre le comportement hydraulique du barrage dans son ensemble. Toute modification des écoulements, non justifiée par la charge dans la retenue, traduit un état pathologique qu'il est important de pouvoir détecter rapidement pour le corriger.

⁴⁴ Les conduits de 50 mm ou 65 mm de diamètre se bouchent en 2 ans au maximum d'après les agriculteurs.

3.7.4 – LES PROPOSITIONS TECHNIQUES

L'enjeu, pour le maître d'œuvre, c'est la mise en place d'un drain fonctionnel à long terme permettant une maîtrise des pressions interstitielles et un suivi aisé du comportement hydraulique du massif et de la fondation par la mesure des débits de drain.

Compte tenu de cet enjeu, des négligences des maîtres d'ouvrages dans l'entretien des sorties de drain, comme nous l'avons vu ci-dessus, et du danger que représente l'asphyxie du drain interne d'un barrage, il faut :

- simplifier le dispositif drainant ;
- mieux le cibler ;
- et renforcer les sorties.

Comment ?

En aucun cas le choix du drain ne peut obéir à une «mode». Si on se reporte au § 2.5.3.5, on a tout lieu de penser que certains maîtres d'œuvre sont tombés dans ce travers puisque le drainage des barrages est passé en quelques années du tout horizontal au tout vertical, ou presque.

Rappelons que le choix du drain, son extension, ne peuvent être définis sans une parfaite connaissance des conditions géologiques du sous-sol (on oublie trop souvent cela pour les petits barrages) et sans prendre en compte le risque d'anisotropie de perméabilité du massif.

Si l'assise du barrage est étanche (ou est étanchée artificiellement par un ancrage profond, un écran d'étanchéité, une purge des sols médiocres), c'est la prise en compte du risque d'anisotropie de perméabilité du remblai qui devient prioritaire et doit conduire au choix d'un drain cheminée jusqu'à la cote de retenue normale.

Les écoulements interceptés par le drain vont migrer à la base de la cheminée avant de se concentrer au point bas de la vallée⁴⁵. L'adoption d'un réseau en peigne de drains d'évacuation (tranchée drainante et tuyau drainant à la base) avec un écartement systématique de 20 m jusqu'à la cote de retenue normale devient totalement superflu. Mieux vaut alors simplifier le dispositif en supprimant les sorties latérales et consacrer ses efforts à mettre en place des drains performants en fond de vallée⁴⁶.

4 à 5 exutoires seront suffisants dans la plupart des cas (et non 10 à 15 ou plus).

On privilégiera, comme nous l'avons vu au-dessus, les conduits drainants capables de résister à l'écrasement et des diamètres Ø 100 mm ou Ø 120 mm présentant moins de risque d'obstruction

45 L'enquête confirme que les écoulements, lorsqu'ils existent, concernent essentiellement les sorties de drain situées en fond de vallée.

46 Pour un ouvrage long il peut être intéressant, cependant, de conserver un nombre important de sorties pour mesurer le débit de fuite par secteur à condition de compartimenter la base du drain cheminée par des merlons de terre compactée pour bien séparer l'origine des venues d'eau.

en cas de pollution par des dépôts minéraux ou organiques que les Ø 50 mm ou Ø 65 mm communément utilisés, sans compter l'augmentation de la capacité d'évacuation des drains de gros diamètre en cas d'accident.

Ces exutoires, en petit nombre, seront bien évidemment renforcés à leur sortie. La figure 19 représente un dispositif drainant simplifié, type.

Si la fondation n'est pas totalement étanche, il faut en tenir compte et concevoir un drainage ciblé des niveaux perméables (sable, graviers, rocher fissuré) susceptibles d'exercer des sous-pressions et d'entraîner des percolations dangereuses sous l'ouvrage. Le contrôle des écoulements se fera à l'aide de larges bandes drainantes ou de petits tapis drainants à l'affleurement des niveaux perméables.

On pourrait objecter que le rôle de décharge de la fondation aurait pu être joué par les bretelles drainantes de 0,5 m x 0,5 m espacées de 20 m servant d'exutoire au drain cheminée, si elles avaient été maintenues dans les appuis du barrage. C'est vrai si la bretelle drainante est au contact de la zone perméable, mais cette éventualité est trop aléatoire.

Si le drainage de la fondation est nécessaire, il vaut mieux prévoir un dispositif spécifique avec un exutoire particulier pour contrôler les débits provenant de la fondation. La figure 20 présente le schéma de principe d'un dispositif drainant simplifié et ciblé sur une fondation partiellement perméable.

Si la fondation est uniformément perméable ou semi-perméable, elle doit être étanchée par un ancrage profond ou un écran, ou assainie par un tapis drainant à la limite fondation - remblai.

On adoptera, dans ce dernier cas, un tapis drainant avec une butée de pied très perméable (enrochements ou galets) comme sur la figure 21 (option 1), ou un tapis drainant avec un collecteur drainant de gros diamètre (Ø 120 mm ou Ø 150 mm) prolongé par un réseau en peigne de conduits aveugles de même diamètre pour évacuer l'eau de drainage au pied du barrage (figure 21 (option 2)).

Pour réduire le coût des dispositifs, la butée de pied ou le conduit drainant seront limités, comme le montrent les schémas, au fond de la vallée uniquement, avec un léger remodelage du terrain pour faciliter l'évacuation gravitaire des infiltrations si nécessaire.

Une cunette en béton (ou en éléments préfabriqués) sera aménagée au pied des enrochements pour récupérer les eaux de drainage et les conduire à un point bas permettant le jaugeage. Dans le cas des exutoires en plastique, le jaugeage des débits se fera à chaque sortie de drain ou dans un regard unique.

Dans les deux cas, le tapis drainant sera arrêté à 1 m ou 1,5 m du pied de talus pour éviter toute pollution par les eaux de surface.

Si l'ouvrage est important le drainage sera obligatoirement mixte : drain cheminée et tapis drainant ou larges bandes drainantes au dessus de la fondation.

Si des puits sont nécessaires dans la fondation, le concepteur devra prendre en compte l'inexpérience du maître d'ouvrage dans ces choix.

Pour les petits barrages, qui sont généralement insuffisamment entretenus et peu surveillés, il est préférable d'opter pour des puits de décharge débouchant directement dans le tapis drainant ou dans une bande drainante sous le barrage.

Les puits drainants équipés en piézomètres et mis en place au pied aval, seront réservés aux ouvrages importants ou aux traitements curatifs. Dans ce cas, la tête du puits devra être renforcée et protégée pour éviter les destructions accidentelles à la fauche, ou l'obstruction des conduits par vandalisme.

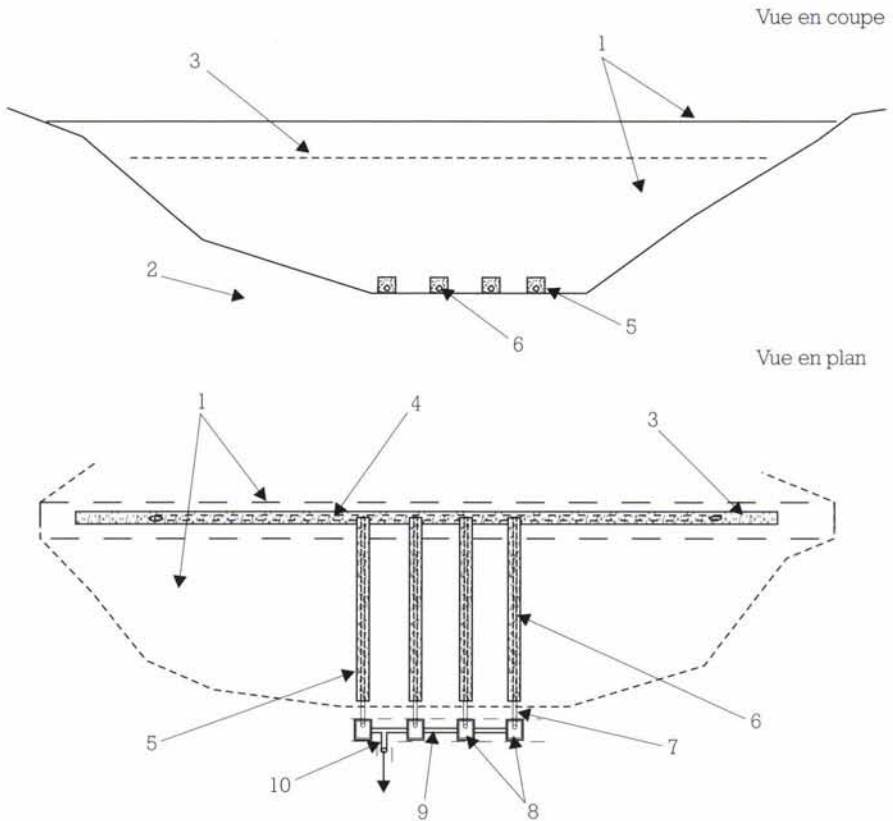


Figure 19 – Schéma de principe d'un dispositif drainant simplifié dans le cas d'une fondation imperméable.

- 1 – remblai
- 2 – fondation étanche
- 3 – drain cheminée
- 4 – collecteur longitudinal Ø 100 mm ou Ø 120 mm à la base du drain vertical
- 5 – tranchée drainante

- 6 – conduit drainant Ø 100 mm ou Ø 120 mm
- 7 – conduit aveugle Ø 100 mm ou Ø 120 mm
- 8 – regard visitable
- 9 – collecteur enterré Ø 150 mm ou Ø 180 mm
- 10 – exutoire général

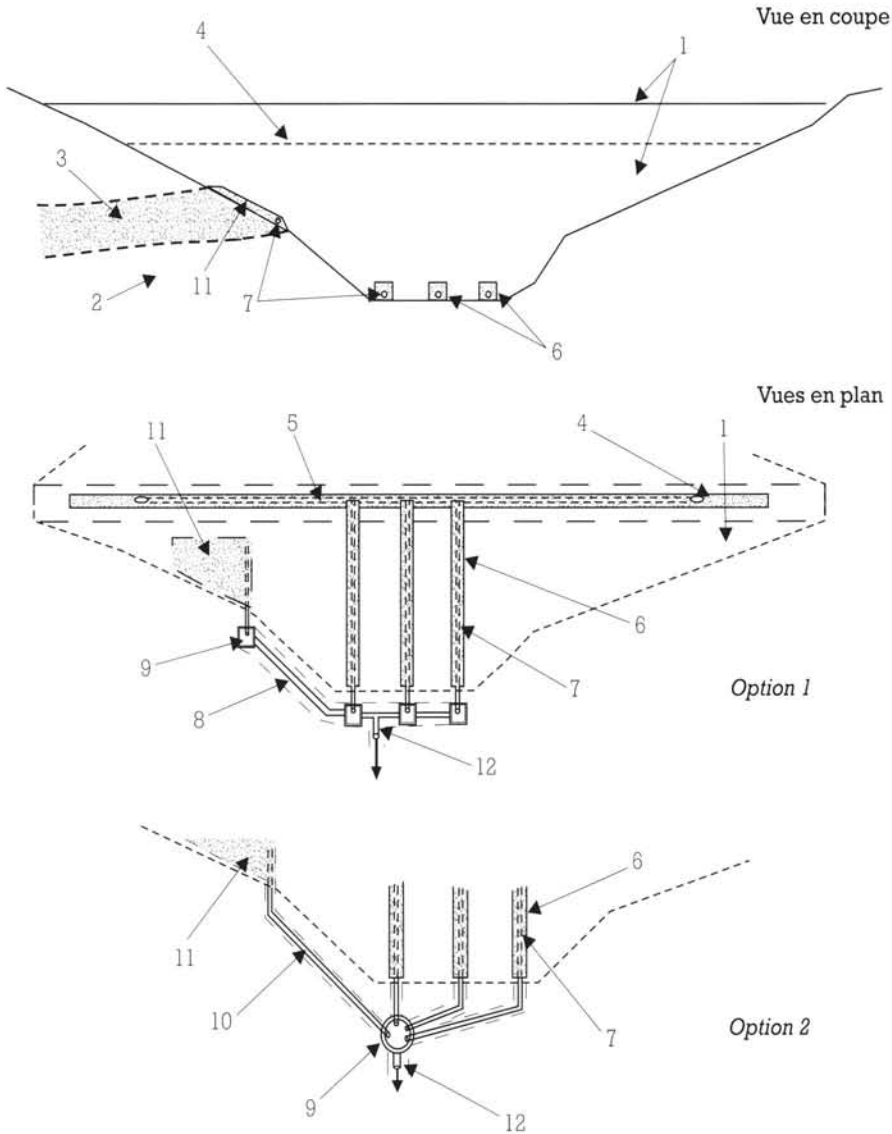
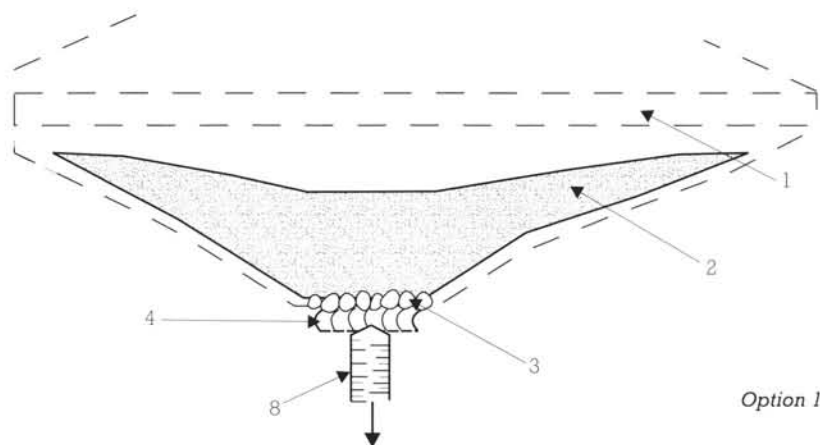
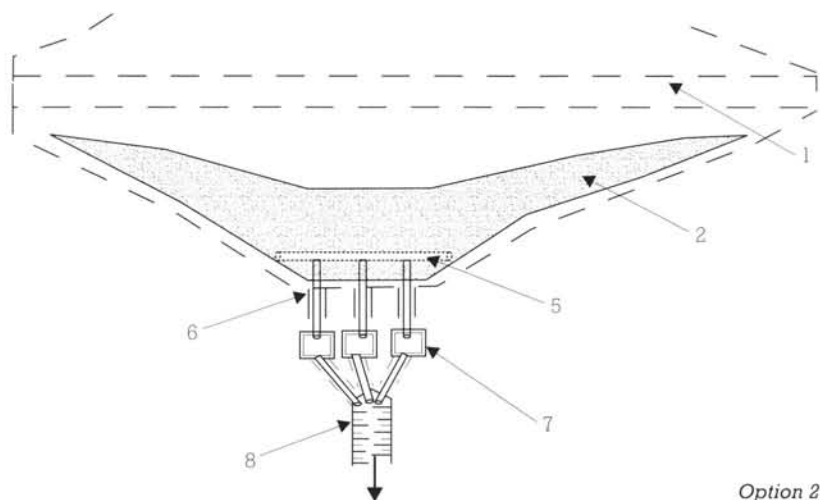


Figure 20 – Schémas de principe d'un dispositif drainant dans le cas d'une fondation partiellement perméable.

- | | |
|--|---|
| 1 - remblai | 7 - drain perforé Ø 100 ou Ø 120 mm |
| 2 - fondation étanche | 8 - collecteur enterré Ø 150 ou 180 mm (op.1) |
| 3 - horizon perméable | 9 - regard visitable |
| 4 - drain cheminée | 10 - conduit aveugle Ø 100 ou 120 mm (op.2) |
| 5 - collecteur longitudinal Ø 100 mm ou Ø 120 mm à la base du drain vertical | 11 - tapis drainant ou bande drainante |
| 6 - tranchée drainante | 12 - exutoire général |



Option 1



Option 2

Figure 21 – Schémas de principe du drainage par un tapis dans le cas d'une fondation homogène semi-perméable.

- 1 - remblai
- 2 - tapis drainant
- 3 - butée de pied en enrochements
- 4 - cunette pour la récupération des débits et le jaugeage

- 5 - drain collecteur Ø 150 mm ou Ø 180 mm :
- 6 - conduit aveugle enterré (écart. 10 à 15 m)
- 7 - regard pour le jaugeage des débits
- 8 - exutoire général

3.8 - LE VIEILLISSEMENT DES EVACUATEURS DE CRUES

Ce paragraphe ne fera pas référence au dimensionnement des ouvrages en fonction de la crue de projet mais seulement au vieillissement des structures pouvant entraîner une gêne de fonctionnement.

3.8.1 - LE CONSTAT EN QUELQUES CHIFFRES

60 % des évacuateurs en béton ou en parpaing sont en bon état, contre 40 % pour les ouvrages composites et seulement un peu moins de 25 % pour les évacuateurs rustiques (mixte, busé, seuil en béton) (tableau 46).

D'après l'enquête, 1 évacuateur rustique sur 5 est envahi par la végétation et inaccessible, contre 1 sur 25 lorsqu'il s'agit d'ouvrages en béton.

Comme le montrent les résultats du tableau 47, les barrages importants ont majoritairement des évacuateurs de crues en bon état, les évacuateurs mal entretenus et inaccessibles concernent essentiellement les barrages à $H^2 \sqrt{V} < 100$ et notamment les plus petits $H^2 \sqrt{V} < 50$.

Tableau 46 – État des différents types d'évacuateur de crues.

	Bon état		Fissuré*		Erodé		Inaccessible		Total	
Béton	55	63 %	29	33 %	-	-	3	4 %	87	100 %
Var. parpaing	8	57 %	5	36 %	-	-	1	7 %	14	100 %
Enroch. liés	12	80 %	-	-	2	13 %	1	7 %	15	100 %
Composite	6	43 %	2	14 %	3	21,5 %	3	21,5 %	14	100 %
Mixte	10	19 %	9	17 %	22	41,5 %	12	22,5 %	53	100 %
Busé	5	45,5 %	2	18 %	4	36,5 %	-	-	11	100 %
Seuil	2	25 %	-	-	3	37,5 %	3	37,5 %	8	100 %
Total (202 ouv. val. sur 215)	98	49 %	47	23 %	34	17 %	23	11 %	202	100 %

* Béton fissuré, ouverture de joint, basculement de mur.

Tableau 47 – État des évacuateurs de crues selon la taille des ouvrages.

	Bon état		Fissuré*		Erodé		Inaccessible		Total	
$H^2 \sqrt{V} < 50$	41	44 %	17	18 %	20	22 %	15	16 %	93	100 %
$50 \leq H^2 \sqrt{V} < 100$	19	38 %	15	30 %	11	22 %	5	10 %	50	100 %
$100 \leq H^2 \sqrt{V} < 200$	21	68 %	7	23 %	2	6 %	1	3 %	31	100 %
$H^2 \sqrt{V} \geq 200$	14	61 %	6	26 %	1	4 %	2	9 %	23	100 %
Inconnue	3	60 %	2	40 %	-	-	-	-	5	100 %
Total (202 ouv. val. sur 215)	98	49 %	47	23 %	34	17 %	23	11 %	202	100 %

* Même légende que le tableau 46.

Au-delà de ces données générales, chaque type d'évacuateur a sa fragilité. Celle-ci tient à la fissuration des bétons pour les uns et à la vulnérabilité des parties en terre pour les autres (le lecteur se reportera aux schémas des différents types d'évacuateur de la figure 11).

3.8.1.1 - LA FISSURATION DES BÉTONS

Les évacuateurs en béton et leur variante en parpaings, qui sont des ouvrages entièrement en dur, devraient avoir, globalement, une bonne longévité. L'enquête fait apparaître qu'un tiers d'entre eux (34 sur 101 (tableau 46)) présente des signes de vieillissement.

Certes, le vieillissement des évacuateurs en béton n'est pas toujours synonyme de gravité. C'est le cas lorsque les murs ne sont parcourus que de fissures millimétriques responsables d'un faïençage et d'un écaillage superficiel (à l'exception des murs totalement lépreux). Mais des fissures graves peuvent aussi s'installer très tôt sur ces ouvrages. Elles sont le signe de problèmes pathologiques en liaison avec des tassements différentiels du remblai ou des phénomènes de gonflement des terres.

D'une manière générale, les bajoyers sont plus fissurés que les radiers. Le vieillissement modéré en radier tient probablement à la faiblesse des tassements verticaux des remblais. La plupart des petits barrages ne sont pas dotés de bornes de nivellement permettant de contrôler les tassements mais on sait que le tassement d'un remblai en terre compactée est de l'ordre de 1 % de la hauteur et s'effectue en grande partie en cours de construction. Il ne peut donc pas intervenir sur le comportement des ouvrages déversants réalisés en fin de chantier. Par contre, le gonflement des terres agit après la mise en eau de la retenue en exerçant une poussée déstabilisatrice sur les bajoyers qui se fissurent.

L'enquête montre que la fissuration des bajoyers s'accompagne souvent d'un basculement de ceux-ci vers l'intérieur de l'ouvrage et de l'ouverture des joints. C'est ainsi que sur l'évacuateur de crues du barrage de MARCAOUE (Gers), la poussée des terres du remblai est parvenue à ouvrir des fissures de 2 à 3 cm dans le mur amont du bassin de dissipation et à entraîner celui-ci vers l'aval en moins de 5 ans (photographie 29). Sur un barrage du Gers où l'ouverture des joints à l'entrée du chenal dépasse 2 cm, on note le passage d'un jet d'eau sous pression sur une hauteur d'environ 2 m pour une retenue à la cote normale. Parfois, le joint béant situé à l'entrée du chenal reste sec, mais les bajoyers basculent vers l'intérieur de l'ouvrage (photographie 30).

Ces effets nocifs du gonflement des terres se font sentir principalement à l'entonnement, dans le chenal dont les murs ne sont pas maintenus écartés par un dalot de béton en crête, ou au niveau du bassin de dissipation dont le mur amont, repoussé par le gonflement des terres du remblai, bascule vers l'aval.

L'enquête montre que les désordres, quels qu'ils soient, sont rarement réparés. Le basculement des murs n'est qu'exceptionnellement contenu par des madriers en bois ou par des poutres métalliques (photographie 31). Quelques fissures ont été injectées, mais la plupart restent béantes.

Ce laxisme des maîtres d'ouvrages conduit nécessairement à l'aggravation des désordres avec le temps et, finalement, à la ruine des ouvrages.

Le tableau 48 (a) indique qu'un évacuateur en béton sur 2 de plus de 16 ans présente une fissuration. Il y en a 1 sur 5 en deçà de 10 ans et pratiquement 1 sur 3 entre 10 et 15 ans. Certains évacuateurs nécessitent aujourd'hui des travaux de confortement onéreux. Ils ont 17 ans, 23 ans, 28 ans... D'autres sont littéralement en ruine et à refaire au bout d'une vingtaine d'années.

On pourrait penser, par similitude avec le comportement des remblais, que les évacuateurs en béton nécessitant une surveillance ou un renforcement sont essentiellement ceux des petits barrages. Il n'en est rien. Le tableau 48 (b) montre que la taille des barrages n'est pas une garantie de qualité et de longévité des évacuateurs de crues en béton puisque des indices de vieillissement sont très présents, mais sans gravité généralement, sur les barrages à $H^2 \sqrt{V} > 200$.

Les déversoirs composites et les évacuateurs rustiques souffrent également du phénomène de fissuration des parties en béton, mais dans des proportions moindres. Cela tient d'abord à la réduction des surfaces bétonnées mais aussi, très probablement, au fait que ces évacuateurs de crues sont construits en rive contrairement à la plupart des évacuateurs en béton, c'est-à-dire sur des «sols en place» de plus forte compacité et de plus faible perméabilité que les terres compactées du remblai et qui subissent une saturation beaucoup plus lente limitant les problèmes de gonflement. Mais les dégâts, lorsqu'ils sont présents, peuvent être aussi graves que précédemment.

Au barrage de CABANAC (Tarn-et-Garonne) l'entrée de l'évacuateur mixte est en ruine et les murs, en partie effondrés, gênent les écoulements vers le coursier.

3.8.1.2 - L'ÉROSION DES PARTIES EN TERRE

Ce processus de vieillissement intéresse les ouvrages composites et les évacuateurs rustiques, tous situés en rive.

Les dégradations des parties en terre (voir les résultats du tableau 48 (c) à (f) et les photographies 32 et 33) par des affouillements localisés, des érosions en cascade des radiers, des sections raviniées, éboulées ou obstruées par des glissements de terre mettant en cause l'intégrité des ouvrages et leur fonctionnement, concernent 1 évacuateur composite sur 4 et pratiquement 1 évacuateur rustique sur 2 (dans le premier cas, la partie en terre est limitée au coursier majeur, dans le second, elle intéresse à la fois le coursier mineur et majeur qui sont confondus).

Cette érosion ne peut pas être imputée à de forts débits (bassins versants inférieurs à 3 km² dans 96 % des barrages ayant un déversoir composite ou rustique), ni à des écoulements à grande vitesse (faibles dénivelées), mais essentiellement à la nature des surfaces d'écoulement. Dans le Sud-Ouest de la France, elles sont constituées par des sols meubles (alluvions, colluvions, ou sols d'altération de la molasse) qui ont nécessairement de très faibles caractéristiques mécaniques, ce qui les expose à une usure inévitable et rapide par les écoulements. C'est donc la conception même des ouvrages rustiques qui est remise en cause ici.

D'après les observations, l'érosion peut débuter à la première crue. Les dégâts entraînés ne sont généralement pas réparés aussitôt et la crue suivante aggrave la situation. Celle-ci est parfois gravissime. Au barrage de AUX AUSSAT (Gers), les affouillements à la sortie du chenal de l'évacuateur de type mixte ont creusé une fosse de 3 m de profondeur sur 5 ou 6 m de largeur en plafond qui a sous-cavé partiellement le radier du chenal et contraint le maître d'ouvrage à baisser le plan d'eau juste avant que ne débute la saison d'irrigation.

Le confortement des parties dégradées n'est réalisé, encore une fois, qu'au coup par coup avec des solutions les plus économiques possibles. C'est ainsi que les sections érodées sont renforcées par des enrochements ou par des blocs de béton déversés en vrac, ou confortés par des moyens encore plus artisanaux (poteaux, bâches), sans aucune extension préventive des traitements au reste de l'ouvrage. Dans le meilleur des cas, la restauration est faite par la mise en place de 1/2 buses en Ø 600 mm ou Ø 1000 mm sur l'ensemble du coursier après remise à niveau de la fondation. Mais il faut indiquer que de nombreux coursiers dégradés sont laissés en l'état - le développement de la végétation qui ne tarde pas à les envahir assurant, alors, un frein à l'érosion et aux écoulements (photographie 18).

Tableau 48 – Etat des différents types d'évacuateur de crues selon l'âge et la taille des barrages.

Evacuateur en béton						Evacuateur en béton									
	Bon état		Fissuré*		Total		Bon état		Fissuré*		Total				
0 – 5 ans	8	80 %	2	20 %	10	$H^2\sqrt{V} < 50$	21	75 %	7	25 %	28				
6 – 10 ans	19	79 %	5	21 %	24	$50 \leq H^2\sqrt{V} < 100$	14	50%	14	50%	28				
11 – 15 ans	13	68 %	6	32%	19	$100 \leq H^2\sqrt{V} < 200$	14	70%	6	30%	20				
+ 16 ans	18	50%	18	50%	36	$H^2\sqrt{V} \geq 200$	11	65 %	6	35 %	17				
Total (89 val. sur 101)	58	65 %	31	35 %	89	Total (93 val. sur 101)	60	65 %	33	35 %	93				
*béton fissuré, ouverture de joint, basculement de mur (a)						(b)									
Evacuateur de type composite						Evacuateur de type composite									
	Bon état	Fissuré	Erodé	Total			Bon état	Fissuré	Erodé	Total					
0 – 2 ans	1	100 %	-	-	1	$H^2\sqrt{V} < 50$	3	60 %	1	20 %	1	20 %	5		
3 – 5 ans	1	100 %	-	-	1	$50 \leq H^2\sqrt{V} < 100$	1	33 %	1	33 %	1	33 %	3		
6 – 10 ans	1	50 %	1	50 %	2	$100 \leq H^2\sqrt{V} < 200$	1	100 %	-	-	1	100 %	1		
+ 11 ans	3	43 %	1	14 %	3	43 %	7	1	50 %	-	1	50 %	2		
Total (11 val. sur 14)	6	55%	2	18 %	3	27 %	11	6	55 %	2	18 %	3	27 %	11	
(c)						(d)									
Evacuateur de type rustique (mixte, busé)						Evacuateur de type rustique (mixte, busé)									
	Bon état	Fissuré	Erodé	Total			Bon état	Fissuré	Erodé	Total					
0 – 2 ans	1	50 %	-	1	50 %	2	$H^2\sqrt{V} < 50$	11	30%	9	24 %	17	46 %	37	
3 – 5 ans	3	23%	1	8%	9	69 %	13	2	22 %	1	11%	6	67%	9	
6 – 10 ans	4	21%	3	16 %	12	63%	19	2	40 %	1	20 %	2	40 %	5	
+ 11 ans	6	35%	7	41%	4	24%	17	-	-	-	-	-	-	-	
Total (51 val. sur 64)	14	27 %	11	22 %	26	51 %	51	Total (51 sur 64)	15	29 %	11	22 %	25	49 %	51
(e)						(f)									

Une mention particulière doit être faite pour les évacuateurs en enrochements liés au béton ou au mortier. 85 % d'entre eux sont en excellent état. Les ouvrages qui sont endommagés par quelques déchaussements de blocs dans le coursier liés à des phénomènes de sous-pression et à la vitesse de l'écoulement de l'eau, seront facilement réparés au mortier ou au béton par leur propriétaire (les mêmes problèmes sur un enrochement lié au mastic bitumineux nécessiteraient l'intervention d'une entreprise spécialisée). Il faut souligner, néanmoins, que l'expérience acquise sur ces ouvrages n'est pas encore très pertinente puisqu'elle concerne un petit nombre de cas avec un recul de moins de 10 ans.

De toutes ces observations, on peut retenir que les évacuateurs entièrement revêtus (ouvrages en béton ou en enrochements liés) se comportent mieux que les ouvrages rustiques et sont viables longtemps s'ils sont entretenus et suivis. Les évacuateurs de type mixte ou busé, très économiques à la construction, doivent être abandonnés si les parties non revêtues intéressent des substrats meubles qui seront trop rapidement dégradés par les écoulements.

Pour les petits barrages où on ne peut faire le choix du déversoir en béton, ou en enrochements liés au béton, parce qu'ils sont trop onéreux, la solution consistera à réaliser au minimum la dissociation des écoulements et à accompagner les crues courantes par un conduit en dur (1/2 buses), tandis que les crues exceptionnelles seront évacuées par un seuil de grande longueur⁴⁷ sur des parcelles enherbées⁴⁸ éloignées du pied de digue et où les désordres ne pourraient avoir aucune répercussion grave sur le barrage avant d'être réparés.

3.8.2 - LE PROBLEME DE LA REHAUSSE DES SEUILS DEVERSANTS

Les rehausses qui augmentent très substantiellement le volume d'eau stocké dans la retenue mais qui diminuent la capacité d'évacuation des déversoirs paraissent être l'obsession des propriétaires de barrages, au mépris de l'interdiction qui est faite par le service de Police des Eaux d'utiliser de telles pratiques.

43 % des seuils déversants des barrages visités (87 sur 203 ouvrages validés) possèdent une rehausse. 55 % des barrages à $H^2 \sqrt{V} < 50$ en ont une, contre 40 % pour les barrages à $50 \leq H^2 \sqrt{V} < 100$ et 25 % au-dessus.

La hauteur des rehausses varie entre 0,1 m et 1,2 m. Le cas le plus fréquent est une rehausse de 0,2 m à 0,5 m (50 individus sur 87 soit 57 % des cas). Les surélévations du plan d'eau de 0,5 m à 1 m représentent 29 % des cas (25 individus sur 87). Les rehausses de plus de 1 m sont exceptionnelles (1 cas).

A noter que les rehausses sont plus souvent associées à un évacuateur de type rustique qu'à un déversoir en béton puisque on compte 60 % de rehausses pour les premiers et 33 % pour les seconds.

⁴⁷ La construction d'un évacuateur en rive avec un seuil parallèle au versant permet d'augmenter la longueur déversante et de diminuer la lame d'eau.

⁴⁸ Il faut conserver autant que possible les prairies naturelles qui sont plus résistantes aux écoulements que des parcelles récemment enherbées.

Les dispositifs mis en place sont tantôt constitués par des madriers ou des planches maintenus par des fers en H fixés aux bajoyers du déversoir, tantôt par un mur de parpaings ou de béton, ou encore par une grille qui arrête les branchages et les feuillages et finit par se comporter, elle aussi, comme une rehausse pleine (photographies 34 à 36).

D'une manière générale on peut dire que les rehausses temporaires en planches encastrées entre deux rainures du seuil et qui sont démontées avant la crue seraient des pratiques acceptables à condition de se garder de toute exagération et de respecter les consignes de sécurité en cas de crue. Elles équivalent 49 % des seuils concernés par une rehausse.

Ce qui n'est pas acceptable, ce sont les 51 % de rehausses fixes en parpaings ou en béton qui modifient volontairement et irrémédiablement la capacité d'évacuation des déversoirs et qui augmentent, par conséquent, le risque de submersion. D'après l'enquête, ces dispositifs fixes réduisent la hauteur déversante de 10 % à 67 % . En moyenne, la hauteur déversante est réduite d'un tiers. Les réductions supérieures à 60 % concernent 10 % des cas.

Ces pratiques augmentent donc dangereusement les risques de surverse. Elles doivent être combattues par les services de Police des Eaux. De toute façon, elles enfreignent la loi sur l'eau et ses décrets d'application du 29 mars 1993.

En résumé, le vieillissement des barrages en surface peut prendre des formes et des intensités très variables. Certains désordres sont en liaison avec une simplification de structure à la construction (absence de revêtement en crête ou de protection antibatillage, protection mal dimensionnée ou de qualité insuffisante, options trop sommaires notamment au niveau des ouvrages déversants), d'autres avec le laxisme des propriétaires (manque d'entretien des remblais et des évacuateurs de crues, réparations différées, incompétence ou inconscience des risques), d'autres encore, avec le vandalisme (obstruction des puits ou des piézomètres par des graviers, exploitation des enrochements antibatillage sur les barrages situés à proximité des villes, dégradations des talus par les pêcheurs, etc...).

A priori, les dégâts ne mettant pas en péril la stabilité du barrage comme les fissures de retrait, les ravines, ou un batillage modéré, sont tolérables. Cela signifie que l'on peut faire des économies de structure sur les options secondaires telles que les revêtements protecteurs de la crête ou des talus qui sont facilement réajustables si le besoin s'en fait sentir. Mais c'est à peu près tout. D'ailleurs, même dans ce cas, la liberté de choix du constructeur est limitée puisqu'elle ne s'applique pas aux talus amont des barrages dont l'orientation est défavorable.

Quant à l'absence d'entretien dont on ne sait pas, quelquefois, si elle est due à la recherche d'économie ou, plus simplement, à la négligence des propriétaires, c'est, de toute façon, un mauvais calcul économique parce que le développement d'une végétation ligneuse sur les barrages accélère le vieillissement et risque de masquer une pathologie interne grave qu'il serait préférable de contrôler dès son apparition.

VIEILLISSEMENT INTERNE

3.9 - INVENTAIRE DES DESORDRES ET DES ACCIDENTS

Le vieillissement interne des barrages que nous abordons dans cette deuxième partie du chapitre trois se manifeste par :

- des déformations des remblais et des fondations ;
- la perte de résistance des matériaux ;
- des instabilités de pente ;
- des phénomènes de sous-pression ;
- des phénomènes d'érosion interne ;
- des pertes d'eau.

Nous allons décrire et chiffrer chacune de ces pathologies sur la base référentielle des 215 barrages en terre de moins de 20 m de hauteur qui ont fait l'objet de l'enquête.

3.10 - TASSEMENT DIFFERENTIEL ET DEFORMATION DES OUVRAGES

Lorsqu'on soumet des sols de fondation ou de remblai à des charges, ils se tassent. Il en résulte une déformation verticale sous le poids appliqué qui est dûe à la réduction du volume des vides dans le milieu.

Ce phénomène, qui est généralement attendu par les techniciens, est sans conséquence pour la sécurité des barrages dans la plupart des cas (prévision et compensation des tassements par un profil excédentaire calculé ou fixé forfaitairement à 1 % de la hauteur du remblai pour les terres compactées). Lorsque la déformation devient excessive et inattendue, elle prend la dimension d'une pathologie. C'est le cas si la fondation contient un niveau à fort indice des vides (dépôt tourbeux, limons, remblais récents, etc...) et si aucun traitement n'a été prévu à la construction, ou encore, si le sol du remblai est insuffisamment compacté et subit un tassement important sous la charge. Ces déformations vont se traduire par un fléchissement en crête du barrage qui peut s'accompagner, éventuellement, de fissures aggravantes (transversales le plus souvent).

L'enquête a montré que ce type de pathologie affectait 15 barrages sur 215, soit près de 7 % des ouvrages visités. Dans la majorité des cas, le tassement a conduit à un fléchissement dans la partie centrale de la crête du barrage sans autre conséquence qu'une diminution locale de la

revanche⁴⁹ qui pourrait réduire la sécurité du barrage vis-à-vis d'une surverse (les petits barrages n'étant pas équipés de repères de tassement, il n'est pas possible de préciser l'importance des mouvements).

Le scénario extrême n'a été atteint qu'au barrage de SERILHAC (Gers) où le tassement important des sols de fondation pendant la construction⁵⁰ a été suivi de cassures en crête et, finalement, d'un cisaillement général du remblai en 1971.

Le barrage de SERILHAC est un ouvrage de 12 m de hauteur, 150 m de longueur en crête avec des talus inclinés à 1/2,5 à l'amont et 1/2,25 à l'aval. L'ouvrage a été construit sur des formations alluvionnaires médiocres qui ont subi un tassement lent sous la charge d'environ 50 cm. Par la suite, des mouvements cassants ont créé deux fissures transversales en crête avec rejets de plus de 50 cm et la moitié du barrage a basculé vers l'aval en réduisant la dénivellation entre le plan d'eau normal et la crête à environ 0,3 m dans la partie centrale du barrage.

La submersion a été évitée de justesse par l'ouverture dans le versant d'une brèche permettant de ramener le niveau de la retenue à 1 m sous la cote normale. Le danger de submersion étant écarté, la vidange a été poursuivie lentement par siphonnage par dessus la crête (le barrage est dépourvu de vidange de fond) jusqu'à ce que le niveau de l'eau dans la retenue soit suffisamment bas pour assurer un coefficient de stabilité satisfaisant de la partie du barrage épargnée par le glissement.

Ces comportements pathologiques tiennent tous à des négligences du maître d'oeuvre. Le tassement catastrophique de la fondation du barrage de SERILHAC aurait pu être prévenu par une étude géologique du site montrant la nécessité d'une purge, de même que les déformations importantes en crête d'ouvrage auraient pu être évitées par une étude géotechnique des matériaux et par une mise en place des sols selon les règles de l'art.

L'enquête confirme que les ouvrages concernés par ce type de pathologie correspondent à des barrages de petite taille ($H^2 \sqrt{\nu} < 50$ essentiellement) peu étudiés et négligés à leur construction.

Quoiqu'il en soit, les déformations par tassement différentiel n'ont conduit à un événement grave que dans 1 cas sur 215 en plus de 40 ans. La hauteur modérée des ouvrages qui limite l'importance des tassements est probablement l'une des explications de ce faible taux d'accident.

Les phénomènes de consolidation ou de tassement des sols saturés, les excès de pression interstitielle dans les barrages en service, la perte de résistance des matériaux et les phénomènes d'érosion interne liés à l'eau dans le sol, sont, comme nous allons le voir ci-après, des pathologies beaucoup plus fréquentes.

49 La revanche est la hauteur mesurée au-dessus des plus hautes eaux correspondant à la crue maximum possible.

50 Il se poursuivra pendant la consolidation (voir § 3.12.2).

3.11 – LE ROLE DE L'EAU

Le vieillissement interne du remblai ou de la fondation met très souvent en jeu la présence d'eau ou la circulation du fluide.

C'est un fait incontestable puisque, dans le cadre de l'enquête, le pourcentage de désordres liés à des problèmes hydrauliques est globalement de près de 29 % (55 barrages sur 189 ouvrages validés⁵¹) et le pourcentage d'accidents graves de près de 8 % (16 barrages sur 215).

Pourquoi l'eau, dans le corps de digue ou la fondation, est-elle capable de mettre le barrage en danger ?

L'eau intervient de différentes façons :

- par sa présence dans les pores, elle diminue la résistance au cisaillement des sols en générant des pressions interstitielles ;
- par la pression transmise par l'eau, elle peut soulever le sol par sous-pression et ruiner l'ouvrage ;
- par érosion interne et entraînement des particules solides jusqu'à un exutoire, l'eau en mouvement peut créer dans le remblai ou la fondation des désordres irréversibles ;
- par la perte d'eau dans la retenue ou à travers l'ouvrage, les infiltrations peuvent enfin être une gêne importante pour l'exploitation.

Nous allons essayer d'expliquer le mécanisme de ces phénomènes pour pouvoir, par la suite, mieux interpréter l'origine des déviations de comportement et proposer des solutions confortatives pour les ouvrages.

Pour la clarté de l'exposé, nous étudierons séparément les pressions interstitielles de construction, les pressions interstitielles qui s'exercent dans le remblai et dans la fondation (sous-pression) après remplissage du réservoir, puis nous analyserons le phénomène d'érosion interne. Les perturbations liées aux fuites d'eau dans la retenue ne sont citées, ci-dessus, que pour mémoire car elles ne concernent pas (ou très peu), à notre connaissance, les barrages soumis à l'enquête.

3.12 – LES PRESSIONS INTERSTITIELLES DE CONSTRUCTION

3.12.1 – LE CONSTAT

L'enquête a montré que les pressions hydrostatiques de construction sont à l'origine de 4 accidents de barrage. Cela représente près de 2 % d'échecs par rapport à la population des barrages enquêtés et 25 % des accidents graves liés à l'eau dans le sol (4 sur 16).

⁵¹ Toutes les données concernant le comportement hydraulique des barrages ont été établies à partir d'un diagnostic visuel. Les ouvrages « validés » correspondent donc à ceux qui bénéficient d'un entretien minimum autorisant les observations, en l'occurrence la recherche de traces d'humidité à l'aval.

Pourquoi certains barrages développent-ils des pressions interstitielles responsables de désordres pouvant aller jusqu'à la destruction du barrage à la construction ou immédiatement après ?

Pour répondre à cette question, il faut rappeler le mécanisme en jeu.

3.12.2 - LE MECANISME DE DEVELOPPEMENT DES PRESSIONS INTERSTITIELLES DE CONSTRUCTION DANS UN REMBLAI

96 % des barrages enquêtés dans le Sud-Ouest de la France sont, comme nous l'avons vu précédemment, des ouvrages en terre de structure homogène.

Ce choix ne se fait que si l'on dispose sur place de matériaux argileux imperméables en abondance. Le problème principal de la construction des barrages dans le Sud-Ouest de la France n'est donc pas l'étanchéité, du moins si les terres sont correctement mises en place, ce serait plutôt, le taux élevé d'argile qui devient une gêne pour la mise en place des sols et pour la dissipation des pressions interstitielles de construction. Le problème étant alors celui de la stabilité du barrage. Pourquoi ?

Les sols qui sont mis en place dans un remblai par levées successives comprennent trois phases : solide, liquide, air.

Chaque levée est soumise au poids croissant des terres sus-jacentes qui entraîne une réduction de volume du milieu que l'on appelle le tassement.

Cette réduction de volume se fait, dans une première phase, par compression de l'air et évacuation ou dissolution de l'air dans l'eau avec réduction des vides⁵².

Ce tassement rapide va se poursuivre jusqu'à ce que l'eau occupe tous les vides. Le sol est alors saturé. Au-delà, l'eau étant incompressible, le tassement ne peut se poursuivre que si de l'eau est expulsée.

Si le sol est très perméable, l'expulsion d'eau est quasiment immédiate. Si, au contraire, la perméabilité du sol est faible, comme c'est le cas pour la majorité des matériaux fins exploités dans le Sud-Ouest, le sol ne se draine que très lentement et l'eau se met en pression. Ce tassement progressif est appelé «consolidation».

Pendant toute la durée de la consolidation il y a des pressions interstitielles de construction dans le remblai. Ces pressions s'installent d'autant plus tôt que les sols utilisés sont humides et naturellement proches de la saturation. C'est le cas si les matériaux mis en place ont une teneur en eau supérieure à la teneur en eau optimale de compactage. Dans ce cas, en effet, la compressibilité du milieu est limitée et les conditions de saturation sont rapidement atteintes lorsqu'on charge le sol.

⁵² Ce tassement est responsable des anomalies de comportement constatées au § 3.10.

Si le sol a, au contraire, une faible teneur en eau ($W_{\text{nat}} < W_{\text{OPN}}$) le milieu restera suffisamment compressible pour la même charge appliquée et les pressions interstitielles ne se développeront pas, ou resteront faibles. L'inconvénient, dans ce cas, serait plutôt d'avoir une terre plus perméable.

Sur les grands barrages qui sont équipés de cellules de mesure de pression interstitielle et de piézomètres, les pressions sont suivies pendant toute la durée de la construction et de l'exploitation. Elles représentent des hauteurs d'eau. Celles-ci peuvent être égales et parfois supérieures à la hauteur des remblais. Si on admet une densité humide des sols de l'ordre de 2, la pression d'eau dans l'ouvrage est alors équivalente à 50 % du poids des terres, ou plus. Le remblai est ainsi allégé de 50 % de son poids. C'est considérable. Ces pressions internes sont donc nocives car elles diminuent la résistance au cisaillement des sols. Il faut savoir, en effet, que lorsque le sol est saturé, l'application d'une contrainte σ est supportée par l'eau sous forme de pression interstitielle u et par le squelette solide sous forme de contrainte effective $\sigma' = \sigma - u$.

La résistance au cisaillement du sol est une fonction de la contrainte effective appliquée au squelette solide et donc de la pression interstitielle u . On l'exprime par la valeur τ de la contrainte tangentielle maximale (ou contrainte de cisaillement) que peut supporter le sol :

$$\tau = c + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi$$

avec : σ contrainte normale
 u pression interstitielle
 c cohésion du sol
 φ angle de frottement interne

Il s'ensuit que si la pression interstitielle est élevée, la résistance au cisaillement est faible et peut entraîner la rupture de l'ouvrage.

Pour que se produise un accident de ce type, il n'est pas nécessaire que tout le remblai développe de fortes pressions interstitielles. Le glissement du talus aval du petit barrage de SAINT LOUBOUER (Landes) est dû à un excès de pression dans les terres très humides mises en place à mi-hauteur du remblai. La rupture s'est produite en cours de chantier.

Normalement, les pressions interstitielles augmentent pendant la construction. Elles sont maximum à la fin des travaux lorsque la charge l'est aussi. La période la plus critique pour l'ouvrage est donc la fin de chantier. Au-delà, l'excès de pression diminuant par consolidation, le coefficient de stabilité augmente à son tour.

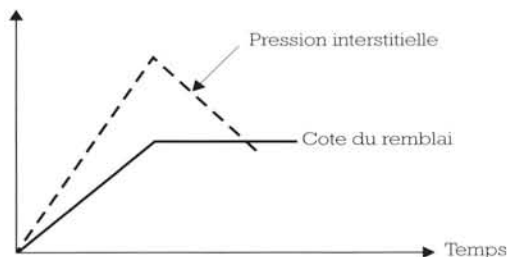


Figure 22 – Evolution schématique de la pression interstitielle pendant la construction d'un remblai.

Mais si le remblai est réalisé avec des sols fins humides, la dissipation des pressions ne se fait que très lentement. Des pressions élevées peuvent subsister, sans que l'on s'en doute⁵³, plusieurs années après la fin des travaux et être la cause d'une stabilité précaire de l'ouvrage pendant les premières années d'exploitation.

C'est ainsi que les barrages d'ARMOUS et CAU et de PESSOULENS (Gers) ont connu des ruptures différées à la première et à la troisième vidange, à cause de pressions interstitielles de construction résiduelles élevées.

L'exemple du barrage de PESSOULENS, achevé en 1972, est celui d'un ouvrage en remblai homogène de 17 m de hauteur avec des pentes de talus de 1/3 à l'amont et 1/2,5 à l'aval et avec un drain vertical. Sa réalisation a été surveillée mais, malgré les soins apportés à la réduction du taux d'humidité des terres, leur mise en place n'a pas pu respecter scrupuleusement les spécifications du cahier des charges et des pressions interstitielles de construction élevées se sont développées à l'intérieur du remblai. Le talus amont a glissé sur toute sa hauteur à la fin de la troisième vidange⁵⁴ en provoquant une niche d'arrachement de 1,5 m sous le seuil déversant et un bourrelet important en pied de talus. Les matériaux glissés ont été enlevés et remplacés par des sols compactés.

Le barrage d'ARMOUS et CAU (Gers), de 14 m de hauteur, subira des désordres similaires en 1996 à la première vidange (photographies 37 et 38).

Ces accidents par pressions interstitielles de construction dans le remblai se produisent pendant le chantier ou peu de temps après, à un moment où la consolidation des sols n'est pas achevée. Les dégâts peuvent être très graves.

NB : Il est probable que des phénomènes de surpression élevée ont existé à la construction, et immédiatement après, sur un nombre plus important d'ouvrages que ceux qui ont été signalés ci-dessus. On peut penser que le compactage souvent médiocre des sols, par suite de l'absence de référence à des essais Proctor lors du contrôle de chantier, a pu faciliter la consolidation des terres et éviter des accidents liés à des pressions interstitielles de construction trop élevées (cette remarque ne justifie en aucune façon les négligences de compactage).

3.12.3 - TASSEMENT ET CONSOLIDATION DES SOLS DE FONDATION

Les fondations qui en Aquitaine sont constituées par des sols meubles peuvent, elles aussi, développer des pressions interstitielles de construction sous la charge appliquée.

53 La plupart des petits barrages ne sont pas équipés de capteurs de pression interstitielle ou de piézomètres pour les mesurer.

54 Remarquons que le remplissage de la retenue apporte une surcharge qui augmente les pressions internes en léger différé. A la vidange, le risque d'instabilité du talus amont est accru.



Photographie 37 – Barrage d'ARMOUS et CAU (Gers). Le glissement du talus amont. Vue de la rive droite.



Photographie 38 – Barrage d'ARMOUS et CAU (Gers). Vue de face du glissement.

Les conséquences sont les mêmes que pour les matériaux de remblai :

- diminution de la résistance au cisaillement des sols de fondation ;
- risque de rupture par cisaillement.

Les notions de tassement instantané et de tassement progressif ou consolidation décrites pour les terres compactées, sont valables pour les terres en place.

La mise en charge des terres de fondation sous le poids du remblai provoque des déformations. Si le sol est perméable, l'eau interstitielle s'évacue sous la charge et les pressions interstitielles restent faibles et se dissipent rapidement. Si le sol est peu perméable, eu égard à la vitesse d'augmentation des contraintes, l'eau interstitielle ne peut s'écouler que très lentement et se met en pression. La pression diminue ensuite dans le temps (le sol se consolide) pour atteindre une valeur d'équilibre qui est indépendante des contraintes appliquées lorsque l'écoulement permanent est établi.

Mais, avant d'en arriver là, les pressions hydrostatiques internes qui diminuent la résistance au cisaillement des matériaux peuvent entraîner la rupture de l'ouvrage.

C'est ce qui s'est produit pour le barrage de BEDOREDE D'YNIS dans les Landes. A l'origine, ce barrage en terre haut de 8,5 m, long de 270 m et de 700 000 m³ de capacité, était un remblai homogène construit avec des pentes de talus de 1/3 à l'amont et de 1/2 à l'aval et avec un drain vertical s'évacuant au pied aval du barrage par un réseau de conduits aveugles en PVC.

Fondé sur 8 m d'alluvions argileuses vasardes, cet ouvrage s'est rompu en fin de construction. La surcharge appliquée aux terres de fondation par les premières couches de remblai a entraîné une réduction rapide du volume des vides et la saturation des sols. L'eau ne pouvant pratiquement pas se drainer dans ce milieu argileux, elle s'est mise en pression sous le poids de l'ouvrage qui s'édifiait. La résistance au cisaillement des terres a diminué et n'a pas pu s'opposer aux efforts de cisaillement qui conduiront à la rupture brutale du talus le plus raide (talus aval) en fin de chantier (figure 23 et photographie 39).

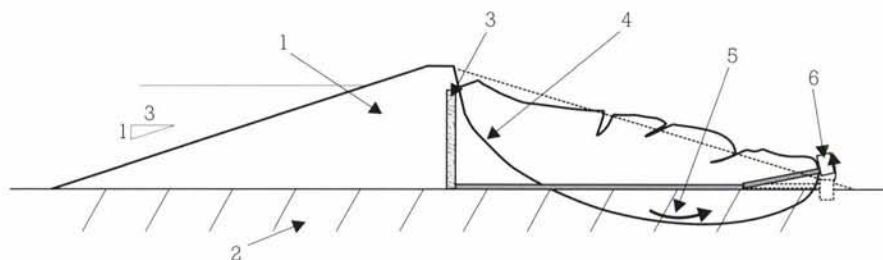


Figure 23 – Représentation schématique du glissement du talus aval du barrage de BEDOREDE D'YNIS (Landes).

1 – remblai argileux
2 – fondation vasarde
3 – drain vertical

4 – surface de glissement
5 – sens de rotation
6 – soulèvement du regard

L'accident s'est manifesté par l'enfoncement d'une partie de la crête d'environ 1,2 m sur une longueur de plus de 80 m, une rotation en masse du talus aval et un soulèvement du terrain au pied aval. Le mouvement a entraîné la torsion des exutoires du drain interne et le déplacement vers l'aval des regards en béton construits pour protéger leur sortie (photographie 40).

Le basculement du barrage a été stoppé par la mise en place d'un remblai contre-poids au pied du talus. Par la suite, cet ouvrage a été réhabilité. Le reprofilage du talus a inclus les matériaux de blocage dans une berme de 15 m de large et de 1,5 m de hauteur. Les sorties du drain et les regards ont été reconstruits.

Ce type d'accident de fondation survient toujours pendant la construction ou en fin de travaux. Il entraîne généralement des dégâts matériels importants, mais n'a, en principe, aucune incidence sur la sécurité publique puisqu'il se produit avant que la retenue ne soit en eau.

Nous allons examiner quels sont les moyens dont dispose le maître d'oeuvre pour prévenir ou pour contrôler les surpressions hydrostatiques dans le remblai ou la fondation pendant la construction.

3.12.4 - PREVENTION ET REHABILITATION DES OUVRAGES

En matière de pression hydrostatique de construction, les mesures préventives et curatives sont les suivantes :

- 1 - la reconnaissance préalable des sols et des milieux sensibles ;
- 2 - la purge des fondations molles ;
- 3 - le contrôle de la teneur en eau des sols au compactage ;
- 4 - le drainage de l'ouvrage et de la fondation ;
- 5 - une vitesse de construction maîtrisée ;
- 6 - les remblais contre-poids et l'adoucissement des pentes ;
- 7 - la gestion prudente des ouvrages ;
- 8 - la reconstruction.

Notons que plus de la moitié de ces mesures sont préventives.

1 - LA RECONNAISSANCE PRÉALABLE DES SOLS ET DES MILIEUX SENSIBLES

Les pressions interstitielles qui se développent dans les remblais en construction ou les fondations, sous l'effet des contraintes imposées aux matériaux, n'ont aucune matérialisation, du moins pas avant que ne se produise l'accident. Elles sont seulement mesurables à partir de cellules de mesure des pressions interstitielles et de piézomètres, ou prévisibles. Il est donc important, si l'on n'a pas prévu de les mesurer, de repérer les sols ou les fondations qui, a priori, peuvent être dangereux.

Les sols sensibles aux phénomènes de surpression sont ceux qui s'opposent à une consolidation rapide sous contrainte. Les surpressions seront donc à craindre particulièrement dans les sols fins imperméables et humides. Les matériaux sableux, silteux, les terres caillouteuses, les éboulis à drainage libre, qui sont des milieux perméables et peu compressibles, peuvent développer des surpressions mais celles-ci seront faibles et se dissiperont rapidement.

Par extension, le risque de surpression existe en fondation si celle-ci intéresse un remplissage alluvionnaire ou un dépôt sédimentaire argileux, humide et peu consolidé. Les vases ou les argiles molles saturées (au dessous de la nappe phréatique) sur des épaisseurs importantes s'exposent tout particulièrement au développement des pressions hydrostatiques sous le poids d'un remblai.

Mais ce ne sont pas les seules structures dangereuses. Les dépôts stratifiés (ou lenticulaires) qui contiennent une couche argileuse peu consistante entourée de matériaux granulaires peuvent, eux aussi, développer des pressions interstitielles sous l'effet d'une surcharge extérieure. La consolidation de la couche d'argile sous le poids du remblai se fera au contact des horizons perméables sus et sous-jacents tandis que le centre de la couche, d'où l'eau ne peut s'échapper, développera des pressions interstitielles élevées. La résistance au cisaillement sera très faible et l'horizon argileux deviendra une surface de glissement potentielle capable d'entraîner la rupture du barrage par étalement.

La première des préventions en matière de pressions interstitielles de construction consiste donc à reconnaître le site et les sols d'emprunt qui sont susceptibles de développer des surpressions pendant la construction⁵⁵ et à prendre toutes les dispositions jugées nécessaires pour s'y opposer.

Ces dispositions vont être développées ci-dessous.

2 - LA PURGE DES FONDATIONS MOLLES

Lorsque la fondation d'un barrage contient des argiles molles ou des vases dont le temps de consolidation sous le poids de l'ouvrage est généralement très supérieur à la durée de la construction, il est prudent de les enlever avant de construire le remblai.

La purge des sols médiocres est une solution sûre. Encore faut-il que l'on ait décelé leur présence, comme nous l'avons souligné plus haut, et que cette option soit économiquement réalisable.

Elle l'est si les épaisseurs à extraire sont faibles et si les sols médiocres sont superficiels. L'enquête a montré, qu'en fait, les maîtres d'oeuvre n'hésitent pas à programmer des purges relativement importantes (voir § 2.5.2) plutôt que de faire une étude de stabilité prenant en compte la fondation existante qui conduira, inévitablement, à adoucir les pentes du barrage.

La purge qui est contraignante au moment de la construction a l'avantage d'apporter une sécurité immédiate et d'assainir définitivement le pied aval du barrage.

3 - LE CONTRÔLE DE LA TENEUR EN EAU DES SOLS AU COMPACTAGE

Cette option s'applique à la maîtrise des pressions interstitielles dans le remblai pendant la construction.

Le compactage des sols a pour objectif l'amélioration des caractéristiques mécaniques par l'augmentation de la compacité à l'aide de moyens mécaniques. Plus un sol est compact, plus ses

⁵⁵ Tous les projets de barrage doivent faire l'objet de reconnaissances du site et d'études des sols.



Photographie 39 – Barrage de BEDOREDE D'YNIIS (Landes). Le glissement du talus aval.



Photographie 40 – Barrage de BEDOREDE D'YNIIS (Landes). Détail montrant le déplacement d'un regard ainsi que la torsion d'un exutoire du drain interne et du collecteur au pied aval, après l'accident.

particules sont imbriquées, et plus on améliore sa résistance au cisaillement (augmentation du nombre de contacts) et son étanchéité (diminution des vides).

L'essai de compactage permet de déterminer une courbe qui présente un maximum dont l'abscisse et l'ordonnée donnent respectivement la teneur en eau et la densité sèche correspondant à l'état le plus performant du sol, pour l'énergie appliquée (figure 24).

L'énergie utilisée dans le cadre des études de matériaux destinés à la construction de remblais de barrage est, généralement, l'énergie du Proctor normal qui correspond à 60 Tm/m^3 .

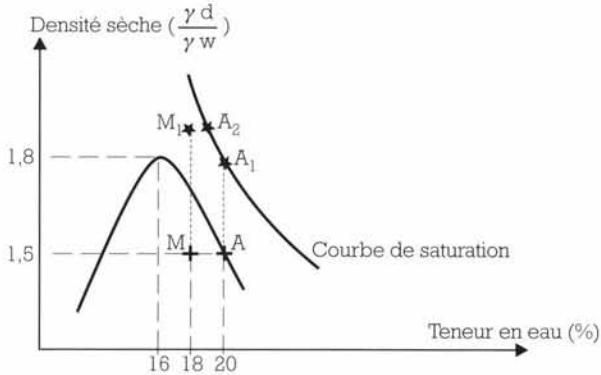


Figure 24 – Courbe de compactage.

Le résultat de la figure 24 pour une terre compactée selon la méthode standard, donne une densité sèche maxima de 1,8 pour une teneur en eau de 16 %. Bien entendu, ces essais n'ont de sens que si les sols mis en place sur le remblai respectent les caractéristiques optimales de l'essai (ou s'en éloignent peu) pour assurer à l'ouvrage la meilleure stabilité.

Que se passe-t-il si par négligence, ou absence de contrôle de la qualité de compactage, le sol s'écarte trop de l'optimum et est compacté à une teneur en eau trop forte, par exemple, celle du point A ?

Lorsque ce sol humide est surmonté par les couches sus-jacentes du remblai, la terre se tasse. Sa densité croît et le point représentatif du sol se déplace verticalement jusqu'à la courbe de saturation (ou plus exactement très près de celle-ci car il subsiste de l'air comprimé dans le sol qui exerce, à son tour, une pression sur l'eau).

Si la construction du barrage se poursuit, le point représentatif se déplace sur la courbe de saturation (ou parallèlement à celle-ci) jusqu'à ce que le remblai soit terminé. Ce déplacement se fait avec élimination d'eau. Il y a consolidation. Pendant toute cette phase, il y a des pressions interstitielles dans le sol qui diminuent la résistance au cisaillement.

L'augmentation de densité de A à A_1 est rapide sous la charge appliquée. Le déplacement de A_1 jusqu'à la densité sèche d'équilibre pour la charge de fin de construction A_2 se fait d'autant plus lentement que le sol est imperméable.

Dans la réalité, aucun sol n'est jamais totalement étanche et les pressions finissent par se dissiper. Mais l'équilibre peut être atteint bien après la fin de la construction comme nous l'avons indiqué plus haut et le barrage est potentiellement instable.

Si l'on veut prévenir tout danger, il faut diminuer la teneur en eau de mise en place des sols de telle sorte que les pressions interstitielles n'apparaissent pas en cours de chargement.

Revenons à la figure 24 et supposons que le point M à 18 % d'humidité soit représentatif du matériau mis en place. Pour le point M, de même densité que A et soumis à la même surcharge (le poids du remblai), la densité d'équilibre sera la même. En M, le sol contient plus d'air qu'en A. La surcharge entraînera un tassement du sol et l'évacuation de l'air. A la charge d'équilibre M_1 ou le serrage des grains est plus grand qu'en M, l'eau occupe plus de vides mais de l'air subsiste encore dans le sol puisque l'équilibre est atteint sans passer par la courbe de saturation. Le compactage des sols de M à M_1 s'est effectué sans développement de pressions interstitielles de construction.

Le but du contrôle de compactage sur le chantier est, précisément, d'éviter l'apparition de pressions interstitielles de construction trop élevées en maîtrisant la teneur en eau des matériaux à leur mise en place. Chacun comprendra que ceci n'est possible que si l'on dispose d'une étude des matériaux d'emprunt et d'un cahier des charges que l'on respectera pour la mise en place des terres sur le chantier.

La recommandation la plus simple consiste à rester au voisinage de la teneur en eau optimale du Proctor normal. Le cahier des charges préconise habituellement de ne pas dépasser une teneur en eau de deux points au dessus de W_{OPN} . La fourchette de teneur en eau des matériaux avant compactage se situant, généralement, entre - 1 et + 2 points de W_{OPN} . Il est également souhaitable de limiter la densité sèche à une valeur de l'ordre de 97 % de la densité optimale du Proctor normal, au delà, le degré de saturation d'un sol argileux serait tel que l'augmentation rapide des pressions interstitielles pourrait annihiler l'augmentation des caractéristiques mécaniques recherchées et obtenues, précisément, par le compactage.

Il est bien évident que les terres d'emprunt n'ont pas forcément les teneurs en eau requises au cahier des charges. Il faut alors les corriger. La correction s'effectuera soit par arrosage, soit par dessiccation.

Pour un sol trop humide (éviter d'utiliser les sols sous la nappe), l'excès d'eau devra être éliminé par le drainage en gisement ou le séchage activé par aération des sols à la charrue à soc ou à disque sur la zone d'emprunt, ou sur la digue. Des mouvements de terre avec mise en dépôt provisoire peuvent, également, être utilisés.

Les corrections obtenues, qui dépendent aussi de la nature des matériaux (les sols limoneux ou sableux sont plus faciles à aérer que les argiles), montrent qu'en été ou en automne les conditions d'ensoleillement dans le Sud-Ouest de la France permettent d'abaisser assez facilement la teneur en eau des sols limono-argileux de 2 à 3 points.

Bien entendu, un arrêt de chantier s'imposera en période de pluie, ainsi que la fermeture efficace de la plate-forme de travail pour éviter toute pollution par l'eau des terres déjà en place. Une légère pente favorisera l'évacuation des eaux à la surface du remblai.

Les rectifications de teneur en eau sont, généralement, assez contraignantes. On pourra limiter les sujétions techniques et économiques liées au séchage en intégrant à l'ouvrage un zonage des teneurs en eau. On construira, par exemple, un remblai avec un pseudo-noyau argileux humide développant des pressions interstitielles et des recharges à teneur en eau contrôlée assurant la stabilité de l'ensemble. Ce procédé est souvent utilisé dans le Sud-Ouest de la France. Dans le même ordre d'idée, un remblai à noyau argileux humide compris entre des recharges de matériaux perméables, ou semi-perméables, sera assuré de bien se comporter, quelles que soient les surpressions dans le noyau.

Dans tous les cas, un contrôle de la teneur en eau de mise en place des terres sur le chantier est nécessaire. Il exige, répétons-le, une étude préalable des sols d'emprunt en laboratoire et une définition des conditions d'utilisation des terres pour tous les projets de barrage, même de faible hauteur.

4 - LE DRAINAGE

On peut aussi envisager d'activer la consolidation des terres du remblai ou de la fondation pendant la construction en permettant à l'eau de s'échapper par drainage grâce à l'utilisation de puits ou forages drainants en fondation, de tapis drainants à la limite fondation-remblai, ou de drains horizontaux dans le remblai, en complément du drainage classique. Le barrage de LAVIT DE LOMAGNE en Tarn-et-Garonne a pu être construit en une seule phase grâce à une accélération de la consolidation des sols médiocres de fondation par un tapis drainant amont et aval prolongé par des drains verticaux dans les couches médiocres de la fondation.

Le drainage facilite la dissipation des pressions dans les milieux granulaires ou peu argileux et active, incontestablement, la consolidation des sols. Dans les milieux très argileux où le rayon d'action des drains est faible, l'efficacité de cette option sera limitée (à moins de multiplier les drains). Néanmoins, une dissipation des pressions, même faible, aura pour effet d'augmenter la résistance au cisaillement des terres et d'améliorer la stabilité du remblai, ce qui n'est jamais à négliger. Le drainage est donc recommandé, mais cher.

5 - UNE VITESSE DE CONSTRUCTION MAÎTRISÉE

Une autre manière de réduire le risque de surpression dans la fondation ou dans le remblai consiste à gérer la construction pour que les pressions interstitielles qui se développent ne puissent pas devenir dangereuses. Cette option suppose une construction de l'ouvrage suffisamment lente pour que les pressions hydrostatiques internes aient le temps de se dissiper.

La construction est alors envisagée en 2 ou 3 étapes de manière à ce qu'une consolidation suffisante des sols puisse se produire à chaque arrêt de chantier. Les pressions interstitielles évoluent alors en dents de scie sans jamais dépasser les limites dangereuses fixées par les calculs (figure 25).

Cette option est onéreuse car elle exige de nombreux essais de laboratoire, des calculs de stabilité et la mise en place de moyens d'auscultation (capteurs de pression et piézomètres) dans la fondation ou le remblai pour suivre l'évolution des pressions pendant le chantier. Elle n'est généralement pas compatible avec l'aménagement d'un barrage de faible hauteur.

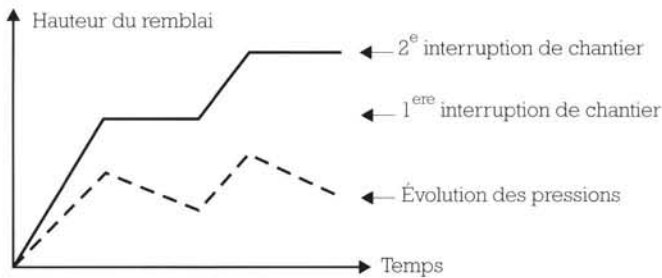


Figure 25 – Evolution de la pression interstitielle dans un remblai construit en plusieurs phases.

On comprend mieux, dans ces conditions, qu'elle n'ait jamais été retenue sur les barrages enquêtés et que les maîtres d'oeuvre lui préfèrent d'importantes fouilles pour asseoir la digue en toute sécurité, malgré les sujétions de chantier parfois délicates (travail sous la nappe).

6 - LES REMBLAIS CONTRE-POIDS ET L'ADOUCCISSEMENT DES PENTES

Nous avons vu au paragraphe 3.12.3 que, lorsque la fondation d'un barrage contient une couche d'argile molle ou de vase, la consolidation des sols est très lente et s'accompagne de pressions interstitielles susceptibles d'entraîner une rupture du remblai pendant le chantier.

L'accident est généralement précédé par une fissuration en crête et par un léger soulèvement du terrain au pied amont ou aval (ou les deux).

Si l'on veut éviter la rupture, on doit alors réagir immédiatement et stopper les mouvements par la mise en place de remblais contre-poids en pied de talus (l'intervention a été un peu trop tardive à BEDOREDE D'YNIS). Les banquettes stabilisatrices peuvent être de dimensions importantes mais, par contre, aucune qualité de terre n'est requise, ni de normes de compactage puisqu'il s'agit seulement de « faire poids ». Le seul critère exigé étant l'urgence de l'intervention pour ralentir ou arrêter le glissement.

L'arrêt des mouvements sera mis à profit pour déterminer la surface de rupture⁵⁶ et calculer la résistance au cisaillement réelle des sols de fondation. On en déduira les réductions de pente à apporter à l'ouvrage pour lui assurer la stabilité souhaitée.

Ce type de confortement nécessite l'intervention de spécialistes.

7 - LA GESTION PRUDENTE DES OUVRAGES

Lorsqu'un remblai développe des pressions interstitielles de construction élevées et que celles-ci ne sont pas dissipées quelques mois après la fin des travaux, des précautions doivent être prises à l'exploitation pour éviter une rupture :

- mise en eau de la retenue retardée pour laisser la consolidation des sols de remblai se faire le plus complètement possible ;
- limitation de remplissage de la retenue;

⁵⁶ Mesures à l'inclinomètre ou mesures extensométriques en forage réalisées par des entreprises spécialisées.

- abaissement lent du niveau d'eau pendant les vidanges ;
- limitation de l'amplitude des vidanges.

Encore faut-il, pour assurer une gestion prudente, disposer d'un réseau de contrôle des pressions internes permettant de suivre le comportement de l'ouvrage. L'exploitation normale du barrage ne devant reprendre qu'après une dissipation suffisante des pressions.

Cet aspect de la prévention n'est possible que sur les grands ouvrages qui bénéficient de la mise en place d'un dispositif d'auscultation (capteurs de pression interstitielle, piézomètres) et d'un bureau spécialisé assurant le suivi et l'interprétation des mesures.

8 - LA RECONSTRUCTION

C'est l'option ultime. Lorsque le glissement a eu lieu et a endommagé plus ou moins gravement le barrage, un confortement ou une reconstruction s'impose.

Les matériaux peu déstabilisés pourront être laissés en place et recouverts de matériaux drainants. Les remblais les plus remaniés seront enlevés et remplacés. Les pentes de l'ouvrage seront adoucies.

L'intervention, qui est toujours réalisée sous le contrôle d'un organisme spécialisé, sera coûteuse (spécifique à chaque cas).



Les pressions interstitielles de construction représentent une part importante des échecs relevés au niveau de l'enquête puisque 23 % des accidents d'ouvrage (4 sur 17), ou 25 % (4 sur 16) si l'on ne tient compte que des accidents liés à l'eau, ont eu lieu pendant le chantier ou rapidement après.

Mieux vaut donc ne pas en arriver là et prévenir le risque en adoptant une, ou plusieurs, des options développées ci-dessus.

3.13 – LES PRESSIONS INTERSTITIELLES DANS LES BARRAGES EN SERVICE

3.13.1 - LE CONSTAT

Les pressions interstitielles existent normalement dans un remblai ou une fondation traversé(e) par une nappe. Il y a un problème pathologique si les pressions hydrostatiques ne sont plus maîtrisées comme prévu au projet, ou si l'ouvrage n'est pas drainé.

L'enquête a révélé que 11 % des barrages (19 sur 177 ouvrages validés⁵⁷) développent des pressions interstitielles trop élevées dans le remblai et que 18 % des barrages (33 sur 181 ouvrages validés) souffrent d'humidité anormale au pied aval : l'eau remonte.

⁵⁷ Même définition que le renvoi ⁵¹.

Dans la majorité des cas, les pressions interstitielles anormales ne vont entraîner qu'une diminution plus ou moins dangereuse du coefficient de sécurité du barrage. Les remblais accidentés concernent moins de 2 % de la population (4 accidents pour 215 ouvrages visités), mais 25 % des accidents dus à l'eau dans le sol (4 sur 16). Ces accidents se sont tous présentés sous la forme de glissements de peau beaucoup moins spectaculaires que les grands glissements rotationnels décrits au paragraphe précédent.

Quant aux surpressions dans la fondation ou sous-pressions, elles n'ont jamais conduit à un événement grave sur les petits barrages enquêtés en raison, probablement, des faibles pressions hydrostatiques à l'amont.

Les maîtres d'ouvrages pourraient penser, eu égard à ces remarques, que l'augmentation des pressions interstitielles dans un barrage en exploitation joue certes un rôle sur la stabilité des ouvrages, mais que celui-ci a un effet assez secondaire et, finalement, négligeable. En réalité, lorsqu'il y a une augmentation des pressions interstitielles jusqu'à avoir l'apparition de la nappe à l'aval, on a également un risque potentiel d'érosion interne si l'eau émerge à une vitesse suffisante pour entraîner les particules de terre.

Nous verrons ultérieurement quelles sont les conditions et les circonstances qui sont susceptibles de créer de fortes vitesses d'écoulement. Si celles-ci ne sont pas toujours prévisibles, ce qui est sûr, en revanche, c'est que cette possibilité doit être prise en considération et que toute venue d'eau anormale à l'aval d'un barrage doit être considérée comme suspecte, même si elle persiste depuis des années en laissant supposer qu'il ne se passe rien. En fait, ce « rien » est une illusion car les percolations internes peuvent profiter des variations de granularité, de teneur en eau, de densité, de perméabilité du massif et de la fondation pour se frayer des chemins d'écoulement préférentiels⁵⁸ où les gradients hydrauliques pourront être localement agressifs et finir par déplacer, puis expulser, des particules de sol si aucune « barrière » ne vient les arrêter avant l'exutoire.

C'est ce qui s'est produit sur un petit barrage du Gers⁵⁹ où la ligne phréatique a émergé sur le talus aval pendant 19 ans (le barrage n'était pas drainé) avant que ne se produise la rupture brutale du barrage par l'ouverture d'une brèche de 5 m de hauteur sur 30 m de largeur à la partie supérieure du remblai par laquelle plus de la moitié de l'eau de la retenue s'est échappée (photographie 41).

Le phénomène qui a provoqué la rupture a pour origine des pressions interstitielles (où hauteurs piézométriques) dans le remblai trop élevées (la nappe émergeait sur le talus aval). Cette situation a permis le développement d'une zone de circulation préférentielle jusqu'à l'extérieur. Un processus d'érosion régressive a pu se développer en toute impunité parce que le barrage n'était pas surveillé et qu'aucune attention n'avait été prêtée à la saturation du talus aval.

58 Le risque est plus important dans la fondation que dans le remblai, sauf cas particulier.

59 Barrage de SAINT AIGNAN H = 8 m, V = 48 000 m³ (hors enquête).

Le transfert de pathologie existe donc bien, même s'il n'est pas courant et s'il peut être très lent à s'établir quelquefois. Cela signifie que le pourcentage d'accidents indiqué ci-dessus n'est peut-être qu'un bilan provisoire.

Les pressions interstitielles anormales doivent donc être maîtrisées pour elles-mêmes parce qu'elles diminuent le coefficient de sécurité du barrage ce qui n'est pas acceptable en soi (notamment s'il y a un risque à l'aval), mais, aussi, au titre de cette double pathologie, toujours possible, lorsque les percolations trouvent une émergence à l'extérieur de l'ouvrage.



Photographie 41 – Barrage de SAINT AIGNAN (Gers). Rupture provoquée par « l'explosion » de la partie supérieure du remblai au débouché d'un renard sur le talus amont. La largeur de la brèche tient au feuilletage du remblai construit avec des matériaux médiocres.

Nous allons voir comment on peut éviter les surpressions dans un barrage en exploitation, ou comment on peut les corriger, après avoir rappelé le mécanisme de développement des pressions interstitielles anormales dans le remblai d'abord, puis dans la fondation sous la forme de sous-pressions.

3.13.2 - LES PRESSIONS INTERSTITIELLES DANS LE REMBLAI

3.13.2.1 – LE MÉCANISME DE DÉVELOPPEMENT

A la mise en eau du réservoir, un nouveau système de pression s'installe dans le barrage en se substituant aux pressions interstitielles de construction que nous avons vues précédemment et qui se dissipent peu à peu.

Lorsque, en fin de remplissage de la retenue, ou quelques temps après, l'écoulement permanent est totalement établi dans le remblai, il exerce sur les grains de sol une pression hydrostatique (poussée d'Archimède) à laquelle s'ajoute une force dirigée dans le sens de l'écoulement. Les pressions hydrostatiques internes sont alors indépendantes des contraintes mécaniques appliquées et ne dépendent plus que de la hauteur de la nappe dans le remblai⁶⁰.

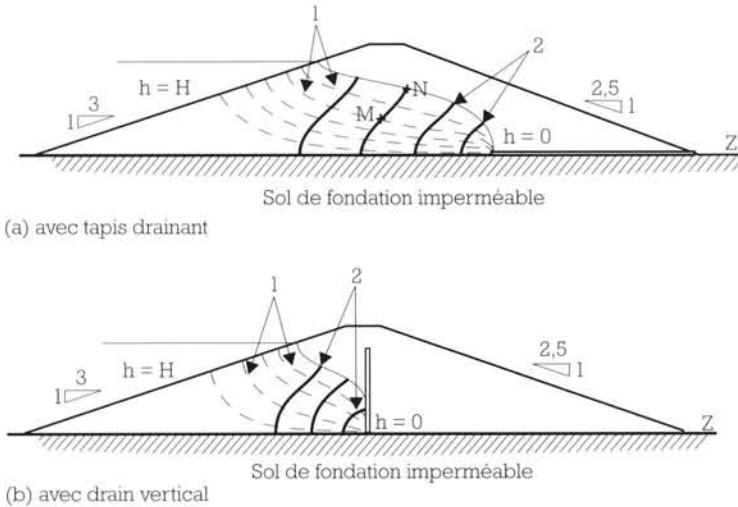


Figure 26 – Réseau d'écoulement dans un barrage homogène isotrope.

1 – lignes de courant (la ligne de courant supérieure est la ligne phréatique)

2 – équipotentielles

Si l'on prend l'exemple du barrage homogène en exploitation dans lequel le régime d'écoulement amont-aval est établi, le domaine des pressions interstitielles positives se situe au dessous de la ligne phréatique (figure 26).

En tous les points de cette zone, les pressions peuvent être mesurées directement par des capteurs ou des piézomètres, ou calculées à partir du tracé des équipotentielles et des lignes de courant.

La figure 26 (a) donne la représentation schématique du réseau d'écoulement normal dans un barrage homogène isotrope à drain horizontal reposant sur une fondation imperméable. La figure 26 (b) représente le réseau d'écoulement normal dans un barrage à drain vertical.

Sur ces figures, le talus amont est l'équipotentielle de charge $h = H$. Le drain représente l'équipotentielle de charge $h = 0$.

La charge hydrostatique au point M est donnée par :

$$h = Z_M + u_M / \gamma_w$$

⁶⁰ Noter que pendant la consolidation du remblai il y a diminution des pressions et pendant la phase de mise en eau il y a augmentation.

avec : Z_M cote de M par rapport à un plan de référence
 u_M pression interstitielle en M
 γ_w densité de l'eau

Cette charge hydraulique, qui peut être matérialisée par la hauteur d'eau dans un piézomètre, correspond à la hauteur d'eau dans la retenue moins la perte de charge provoquée par la résistance des grains à l'écoulement.

Au point M sur la figure 26 (a), la charge est égale à 0,6 H.

La pression interstitielle en un point dépend de la situation de ce point par rapport à la surface de la nappe. Au point M situé sur l'équipotentielle de charge hydraulique égale à 0,6 H, la pression interstitielle est donnée par :

$$u_M = \gamma_w (Z_N - Z_M)$$

avec : γ_w densité de l'eau

$Z_N - Z_M$ différence de cote entre les points M et N

Au point d'émergence N de l'équipotentielle passant par M la pression interstitielle⁶¹ est nulle et la ligne phréatique représente la ligne de pression nulle. Au dessus, les terres simplement humides ne développent aucune pression.

Bien entendu, pour une structure d'ouvrage donnée, le réseau des équipotentielles et des lignes de courant est influencé par la hauteur d'eau à l'amont, la position du drain, les variations du rapport de perméabilité remblai-fondation... Il subit, par ailleurs, des variations dans le temps en relation avec le remplissage ou la vidange du réservoir.

La figure 26 donne la position de la ligne phréatique d'équilibre dans un remblai en terre homogène isotrope lorsque la retenue est pleine. Les écoulements qui se font vers l'aval sont favorables à la stabilité du talus amont.

Lors de la vidange rapide⁶², les écoulements changent de sens et vont refluer vers le talus amont. La figure 27 montre que le reflux s'effectue avec un certain décalage qui est lié à la perméabilité des sols généralement trop faible pour que la ligne de saturation du remblai s'abaisse en même temps que le marnage dans la retenue. Le retard qui se traduit par une hauteur d'eau dans le remblai supérieure à la cote de l'eau dans la retenue dépend du coefficient de perméabilité des sols.

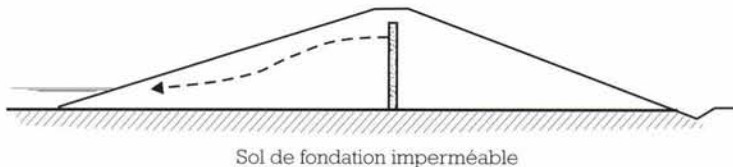


Figure 27 – Représentation schématique de l'écoulement dans un barrage pendant une vidange rapide.

61 La charge h et la pression interstitielle u ne dépendent pas de la perméabilité du milieu. La perméabilité influence les débits.

62 On parle de vidange rapide dès qu'il y a un décalage des niveaux d'eau dans le remblai et la retenue.

Les pressions interstitielles dans un barrage en terre subissent donc des variations importantes pendant le remplissage ou la vidange du réservoir. Ces variations, normales, sont prises en compte dans les calculs de stabilité qui sont réalisés pour trois moments importants de la vie de l'ouvrage de manière à encadrer les pressions extrêmes :

- la fin de construction ou comportement à court terme ;
- le réservoir plein (calcul défavorable au talus aval) ;
- la vidange rapide (calcul défavorable au talus amont).

Les pressions interstitielles ne peuvent donc pas mettre en jeu la stabilité d'un barrage réalisé selon les règles de l'art, sauf si les hauteurs piézométriques échappent aux hypothèses de calcul et sont élevées.

Il peut y avoir trois raisons à cela :

- un drain insuffisamment dimensionné et, a fortiori, l'absence de drain ;
- une anisotropie de perméabilité du remblai marquée ;
- une perte d'efficacité du drainage.

3.13.2.2 – LE RÔLE DU DRAIN

On attend d'un drain qu'il canalise les eaux de percolation du remblai en un (ou des) point (s) précis à l'aval où l'on peut mesurer les débits de fuite, mais aussi qu'il minimise les pressions interstitielles dans le massif pour augmenter la sécurité de l'ouvrage. C'est un aspect fondamental du rôle du drain dont le débit de fuite ne rend absolument pas compte et que l'on oublie souvent.

L'enquête a montré que, jusque vers les années 1975, le tapis drainant était une option courante dans les barrages du Sud-Ouest de la France. Par la suite, il a été supplanté par le drain vertical, moins exigeant en sable. Tapis drainant et drain vertical ne sont associés que dans les ouvrages importants ou zonés.

Lorsque le drain est placé sous le talus aval sous forme de tapis, il réduit les pressions interstitielles dans le talus et la fondation, du moins tant qu'il n'est pas colmaté et se trouve à la pression atmosphérique.

La figure 28 montre que pour un remblai homogène isotrope avec une faible largeur de drain ($l < 1/3$ de la projection du talus aval sur l'horizontale), la ligne phréatique et sa frange capillaire tangent pratiquement le talus aval.

Cette situation crée une humidification importante à la base du talus qui diminue la résistance au cisaillement des sols et réduit le coefficient de stabilité du parement aval.

Pour assurer un rabattement suffisant des écoulements dans un remblai isotrope on préconise une largeur de tapis comprise entre la moitié et les $2/3$ de la projection du talus aval sur l'horizontale. Dans ce cas (figure 29), le réseau d'écoulement se décale vers l'amont et améliore la stabilité du talus aval.

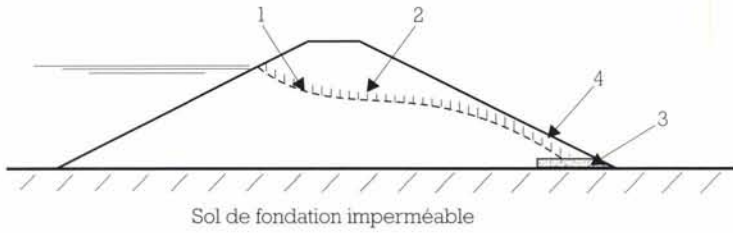


Figure 28 – Position de la ligne phréatique dans un remblai homogène isotrope à tapis drainant court.

1 – ligne phréatique
2 – frange capillaire

3 – drain
4 – surface de suintement

Ce dispositif a un deuxième avantage en ce sens qu'il active le drainage de la fondation en cours de construction et diminue les pressions sous le remblai, ce qui est très important lorsque l'on a une fondation perméable ou semi-perméable.

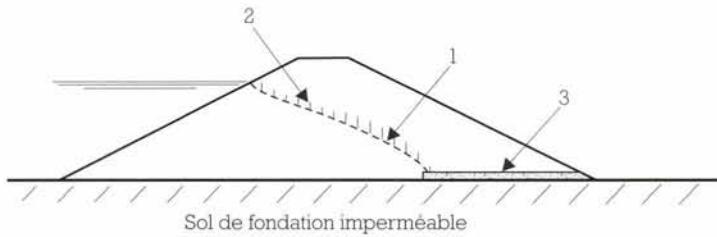


Figure 29 – Position de la ligne phréatique dans un remblai homogène isotrope équipé d'un tapis drainant correctement dimensionné (même légende que la figure 28).

Le drain cheminée placé au centre du barrage (ou à la verticale du sommet du talus aval) jusqu'au niveau normal de l'eau (ou le niveau des plus hautes eaux) concentre encore plus efficacement les pertes de charge dans la moitié amont de l'ouvrage (figure 30). La hauteur d'eau à l'aval est nulle, ce qui augmente la stabilité du talus et permet d'envisager une pente plus raide. Mais, dans ce cas, la fondation n'est plus drainée, à moins qu'elle le soit de manière spécifique (puits ou forages drainants, tranchées drainantes, tapis drainant), ou qu'elle n'en ait pas besoin.

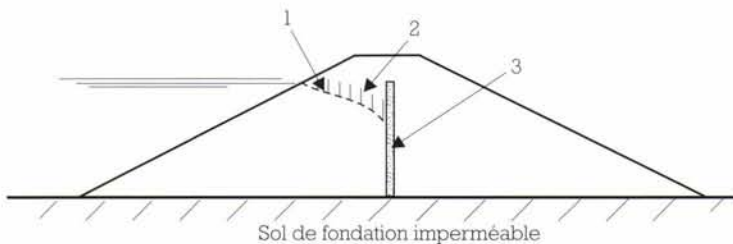


Figure 30 – Position de la ligne phréatique dans un remblai homogène à drain vertical (même légende que la figure 28).

Dans un remblai zoné à noyau argileux avec recharges perméables, les pertes de charges se concentrent dans le noyau uniquement.

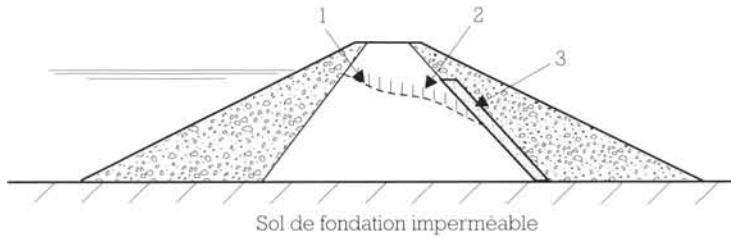


Figure 31 – Position de la ligne phréatique dans un remblai zoné(même légende que la figure 28).

Lorsque le barrage ne comporte pas de drain, comme c'est encore, hélas, trop souvent le cas sur les petits barrages du Sud-Ouest de la France, la zone d'écoulement recoupe une partie du talus aval (figure 32).

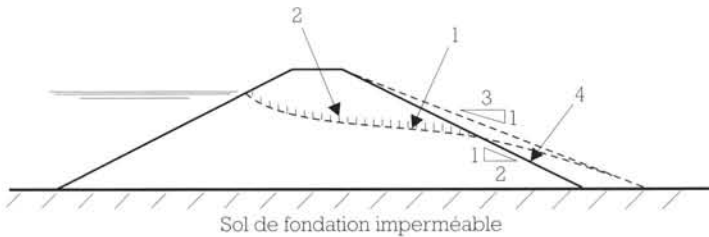


Figure 32 – Position de la ligne phréatique dans un remblai homogène non drainé (même légende que la figure 28).

La stabilité du talus est alors compromise si l'on n'adopte pas une pente plus faible pour réduire la hauteur de saturation. Mais, ce faisant, on augmente le volume du remblai et le coût de la construction tout en maintenant, au pied du parement, une ligne de source qui peut mener au glissement du talus ou à un processus d'érosion interne tout aussi dangereux, comme nous le verrons ultérieurement.

Chaque type de drain a donc ses performances et il faut faire le bon choix. Encore faut-il, pour que le drain ait toute son efficacité, que les écoulements à travers le barrage restent bien canalisés là où on le veut. Ceci introduit un deuxième paramètre, très important, à savoir, l'anisotropie de perméabilité du remblai qui peut modifier les prévisions de drainage faites au projet, auquel on doit ajouter l'absence de colmatage du drain lui-même, ou de ses exutoires.

3.13.2.3 – L'ANISOTROPIE DE PERMÉABILITÉ DU REMBLAI

L'une des causes de l'inefficacité du drain d'un barrage est l'anisotropie de perméabilité du remblai caractérisée par le rapport k_h / k_v de la perméabilité horizontale à la perméabilité verticale.

L'anisotropie dépend des différences de granulométrie, de densité, de teneur en eau des sols et du mode de compactage. La technique de construction des remblais en terre par couches horizontales compactées favorise l'anisotropie de perméabilité surtout si l'on n'assure pas une bonne liaison entre les couches. La perméabilité horizontale est supérieure à la perméabilité verticale dans des rapports qui peuvent aller de 1 à 100 et plus.

Des valeurs de 10, 20, 30 sont courantes pour des sols fins compactés.

La position de la ligne phréatique indiquée sur les figures 28 à 32 a été calculée pour des remblais isotropes (rapport $k_h / k_v = 1$).

Le coefficient k_h / k_v sera d'autant plus faible que le massif est réalisé avec un emprunt homogène bien compacté, ce qui suppose :

- la référence à des essais Proctor normal ;
- la surveillance constante des apports (granulométrie, teneur en eau) ;
- la surveillance de l'épaisseur des couches (épaisseur des sols foisonnés et des sols compactés) ;
- une bonne scarification de la surface des couches compactées pour faciliter la liaison entre elles ;
- un contrôle des teneurs en eau tout au long du chantier et en particulier aux reprises après intempéries.

A contrario, si le matériau de remblai n'est pas très homogène ou si la construction du barrage n'a fait l'objet d'aucun contrôle, il y a tout lieu de penser que l'on aura une forte anisotropie de perméabilité du massif. C'est certainement le cas pour un certain nombre de barrages du Sud-Ouest de la France réalisés sans références Proctor et sans contrôles de chantier comme nous l'avons vu précédemment.

Que peut-on en attendre ?

Une piézométrie anormalement élevée et une réduction de la stabilité du talus aval.

Pour illustrer ce propos, nous avons calculé la position de la ligne phréatique d'équilibre pour différentes conditions de drainage et des valeurs du rapport k_h / k_v de 1 à 50.

La hauteur du remblai et les pentes de talus prises en compte correspondent à des valeurs moyennes ($H = 10,5$ m ; pentes amont 1/3 et aval 1/2,5). Les dispositifs drainants retenus sont inspirés d'options réelles. Le remblai est supposé avoir une perméabilité horizontale k_h de $1,5 \cdot 10^{-8}$ m/s et le drain est considéré au potentiel zéro. La fondation est imperméable.

On constate, sur la figure 33, que l'anisotropie de perméabilité du remblai joue un rôle essentiel sur la distribution des écoulements.

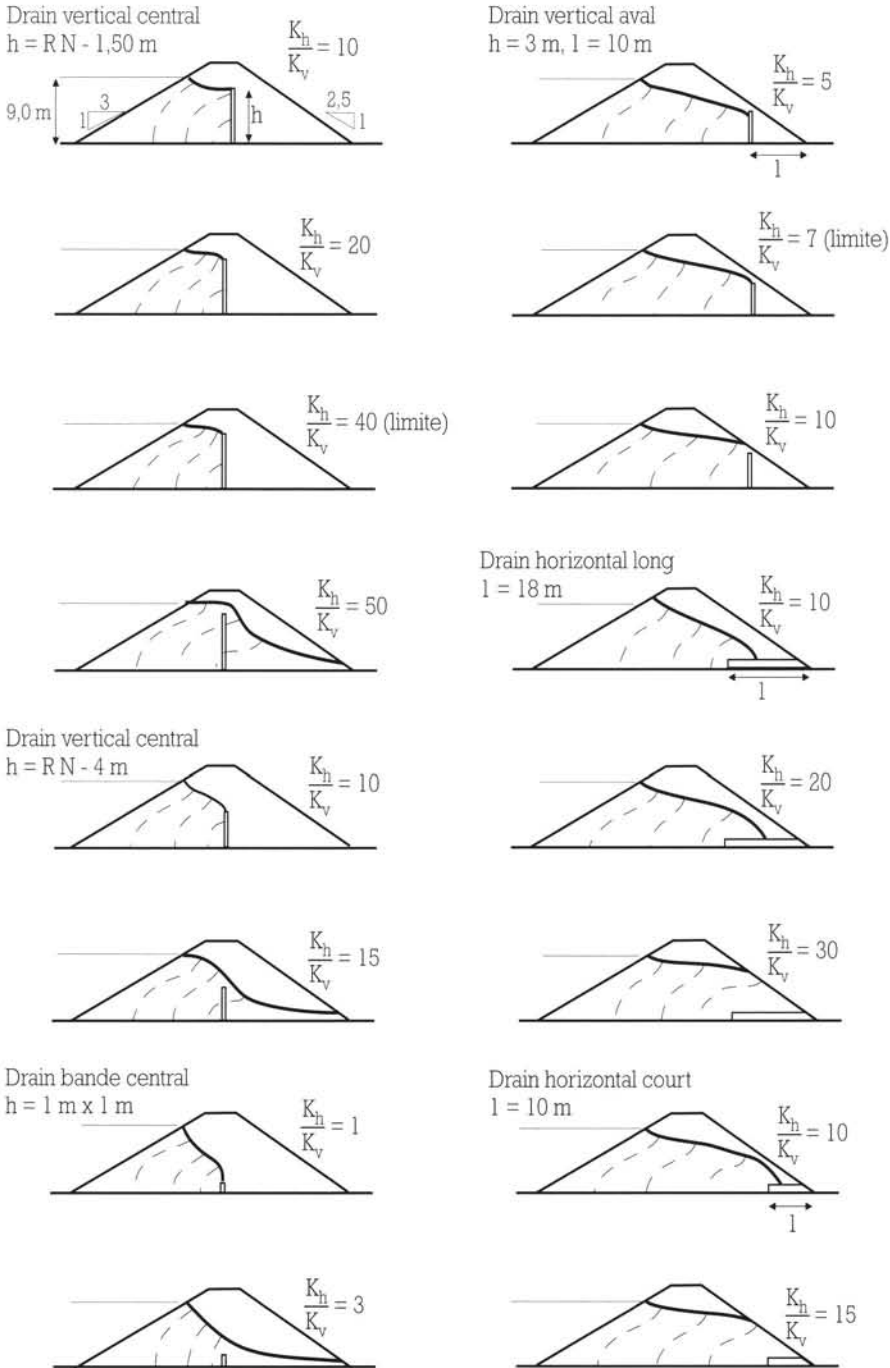


Figure 33 – Influence de l'anisotropie de perméabilité du remblai sur les courbes de saturation théoriques.

En milieu isotrope, tous les systèmes de drainage sont valables mais le drain bande central de 1 m x 1 m s'approche de ses limites. Celui-ci cesse d'ailleurs de rabattre la nappe dès que le milieu devient légèrement anisotrope ($k_h / k_v = 2$ ou 3).

Le drain vertical aval perd son efficacité pour un coefficient d'anisotropie compris entre 7 ou 8 seulement (si l'on ajoute que ce type de drain ne permet pas le contrôle de la nappe dans les ailes du barrage, on sera convaincu de sa très faible performance).

Pour une anisotropie de 10, le drain horizontal court ($l = 10$ m) devient proche de ses limites puisqu'il permet à la nappe d'envahir largement le remblai vers l'aval. Le tapis drainant court et le drain vertical central court (RN - 4 m) cessent d'être fonctionnels pour une anisotropie de perméabilité de 15.

Le tapis drainant horizontal recouvrant les 2/3 de la projection du talus aval sur l'horizontale ($l = 18$ m) et le drain vertical central jusqu'à la cote RN - 1,5 m sont les seuls à être opérationnels pour des coefficients d'anisotropie de 15 ou 20. Les réseaux d'écoulement montrent clairement l'avantage du drain vertical sur le drain horizontal puisque ce dernier cesse de rabattre la nappe pour une anisotropie de 30, alors que la limite d'efficacité se situe vers un rapport k_h / k_v de 40 pour le drain vertical, proche, il est vrai, d'une hauteur de drain maximale (niveau RN).

Dans ces conditions, on voit très vite que si l'on n'est pas sûr d'obtenir (et de maintenir) dans le remblai un coefficient d'anisotropie de perméabilité très faible sur toute la hauteur, le seul dispositif drainant qui puisse assurer une totale maîtrise des écoulements dans le remblai sera le drain cheminée central jusqu'à la cote de retenue normale. Toutes les autres solutions sont risquées ou dangereuses.

3.13.2.4 – LA PERTE DE LA FONCTION DRAINANTE

Elle va conduire, elle aussi, à un comportement pathologique du barrage.

Elle peut provenir du colmatage des sables du drain (pas de respect des règles de filtre indiquées au § 2.5.3.2) ou de la perte d'efficacité des exutoires (on se reportera à ce propos au § 3.7.1). Dans les deux cas, le drain va cesser d'assurer sa fonction d'évacuation et va se mettre en charge. Le barrage se comportera alors comme s'il n'était pas drainé et il va se saturer.

Ces rappels théoriques et les options qui ont été prises à la réalisation des ouvrages et décrites au chapitre 2, expliquent, parfaitement, les comportements observés.

3.13.2.5 – LES RÉSULTATS DE L'ENQUÊTE

Globalement, 9 % des barrages visités (19 sur 215), mais près de 11 % en valeur corrigée (19 sur 177 ouvrages validés) présentent des pressions hydrostatiques trop élevées à l'aval⁶³.

⁶³ Il faut souligner que les pourcentages indiqués ci-dessus sont des pourcentages par défaut puisqu'ils ne prennent en compte que les ouvrages présentant des résurgences à l'aval, à l'exclusion des surpressions purement internes (niveau de la nappe supérieur à la ligne phréatique de projet).

On en compte 20 % dans les Landes et par ordre décroissant 13 % dans le Gers, 9,5 % dans la Haute-Garonne, 9 % dans le Lot-et-Garonne et 0 % dans les départements de Tarn-et-Garonne et de Gironde (en valeurs corrigées). Il faut noter que les deux départements les plus touchés par des venues d'eau sur le talus aval ont un fort pourcentage d'ouvrages à $H^2\sqrt{V} < 50$ (toute comparaison des performances entre les départements serait à relativiser en fonction de la taille des ouvrages indiquée au tableau 1).

Les causes théoriques de surpression dans le remblai évoquées ci-dessus sont-elles confirmées par l'enquête ?

Elles le sont totalement.

La première remarque qui va dans ce sens concerne le rôle d'une anisotropie de perméabilité excessive.

Le tableau 49 montre, par exemple, qu'une étude géotechnique des sols d'emprunt qui permet de fixer les spécifications de compactage des matériaux conduit, par la suite, à un meilleur comportement des ouvrages. Le taux d'humidité sur le talus aval passe de 27 % pour les remblais construits sans aucune étude géotechnique et vraisemblablement très anisotropes, à 3 % pour les remblais compactés. Ceci représente près de 10 fois plus d'échecs lorsque le compactage du remblai n'est pas exécuté conformément à un cahier des charges établi à partir d'essais de laboratoire.

Tableau 49 – Influence des études géotechniques sur la présence d'humidité sur le talus aval.

	Talus aval humide		Talus aval sain		Total	
Etude inconnue	4	28,5 %	10	71,5 %	14	100 %
Pas d'étude géotechnique	11	27 %	30	73 %	41	100 %
Etude géotechnique	4	3 %	118	97 %	122	100 %
Total (177 ouv. val. sur 215)	19	11 %	158	89 %	177	100 %

Tableau 50 – Influence du type de drain sur la présence d'humidité sur le talus aval.

	Talus aval humide		Talus aval sain		Total	
Drainage inconnu	4	23,5 %	13	76,5 %	17	100 %
Barrage non drainé	4	23,5 %	13	76,5 %	17	100 %
Cas particulier	2	67 %	1	33 %	3	100 %
Drain horizontal	2	10,5 %	17	89,5 %	19	100 %
Drain vertical (drain minéral et géosynthétique)	7	6 %	112	94 %	119	100 %
Drain mixte	0		2	100 %	2	100 %
Total (177 ouv. val. sur 215)	19	11 %	158	89 %	177	100 %

La deuxième remarque (tableau 50) est que la saturation du talus aval coïncide surtout avec des barrages non drainés ou mal drainés.

Là encore, on est en accord avec les prévisions.

Le pourcentage d'échecs est de 23,5 % pour la population non drainée contre 6,5 % pour la population drainée (drain horizontal, vertical, mixte), soit près de 4 fois plus.

Les résultats concernant les drains « particuliers »⁶⁴, même s'ils ne sont pas significatifs en tant que tels (effectif trop faible), invitent cependant à cesser ce type d'expérimentation qui conduit essentiellement à des résultats négatifs.

On vérifie, par ailleurs, que le drain horizontal est effectivement moins efficace que le drain cheminée lorsqu'il s'agit de rabattre la nappe du remblai puisque le taux d'humidité sur le talus aval est plus important dans ce cas que pour les ouvrages à drain vertical, même si la différence des effectifs invite, ici aussi, à une certaine modération dans les comparaisons.

Pour les barrages à drain vertical, le taux d'échec est de 6 %. Ici encore, l'enquête révèle que les comportements pathologiques coïncident avec des drains insuffisamment dimensionnés en hauteur (les effectifs du tableau 51, bien que peu significatifs une fois encore, expriment, néanmoins, une augmentation du taux d'humidité sur le talus aval en fonction du raccourcissement du drain).

Autrement dit, les surpressions dans un barrage en exploitation sont bien le résultat d'erreurs de conception, ou de négligences de construction.

Tableau 51 – Influence de la hauteur du drain sur l'humidité du talus aval.

	Talus aval humide		Talus aval sain		Total	
Drain vertical (drain minéral ou géosynthétique) jusqu'à						
RN	1	1 %	78	99 %	79	100 %
RN – 1m ou RN – 1,5 m	4	13 %	26	87 %	30	100 %
RN – 4 m	1	33 %	2	67 %	3	100 %
RN – 8 m	1	100 %	0		1	100 %
Total (113 ouv. val. sur 138)	7	6 %	106	94 %	113	100 %

Citons, ci-dessous, quelques cas particuliers.

Le premier sera celui du barrage de MONTPLAISIR en Haute-Garonne dont le comportement pathologique est la conséquence d'un dimensionnement très insuffisant du drain.

⁶⁴ Il s'agit généralement de tuyaux perforés à la base du remblai.

L'ouvrage est un remblai en terre homogène de 11 m de hauteur, 225 m de longueur en crête avec des talus inclinés à 1/3 à l'amont et 1/2 à l'aval. Il a été réalisé en 1974 (il y a plus de 25 ans) pour stocker 600 000 m³ d'eau destinés à l'irrigation.

Le drainage de l'ouvrage est assuré par un cavalier longitudinal central en tout venant de 1 m x 1 m muni d'un drain PVC Ø 50 mm à la base avec des sorties multiples dans un cavalier de pied aval (figure 34)

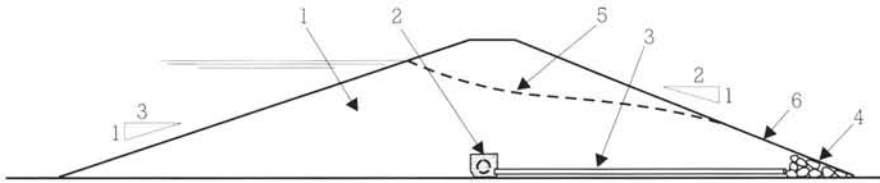


Figure 34 – Profil type du barrage de MONTPLAISIR (Haute-Garonne).

- | | |
|--|-----------------------------------|
| 1 – remblai compacté | 4 – massif de pied perméable |
| 2 – cavalier drainant central avec drain PVC | 5 – surface libre de l'écoulement |
| 3 – PVC aveugle | 6 – zone de suintement |

Ce barrage a semble-t-il été construit avec soin (études préalables, contrôles de chantier) et on peut penser que le coefficient d'anisotropie de perméabilité des terres compactées est relativement faible. Malgré cela, la ligne phréatique échappe totalement au rabattement par le petit massif drainant et recoupe le talus aval dans le 1/3 inférieur de sa hauteur pour une cote de retenue normale. Le drain est totalement inefficace et ce n'est pas une surprise. Les résurgences forment deux taches d'humidité de 25 à 30 m² chacune de part et d'autre du coursier de l'évacuateur central. Les zones humides sont peu portantes mais aucun glissement de terre ne s'est produit jusqu'ici.

Le talus aval a aujourd'hui un coefficient de sécurité, sans nul doute, beaucoup plus faible que celui qui avait été prévu au projet. Ce barrage doit faire l'objet d'un confortement.

Le comportement du barrage de TOURAN (Lot-et-Garonne) est très proche de celui qui vient d'être décrit. Cet ouvrage de 9 m de hauteur, de pentes 1/2,5 à l'amont, 1/2 à l'aval et de 140 m de longueur en crête est exploité depuis 1978 pour l'irrigation. Le volume de la retenue est de 120 000 m³.

Le remblai homogène, en argiles compactées, est drainé dans l'axe de la digue par un drain cheminée court de 4 m de hauteur avec un collecteur Ø 50 mm à la base et un réseau de PVC Ø 50 mm assurant la sortie des écoulements dans un fossé de pied aval (figure 35).

Bien que le drain cheminée soit ici plus important que celui de MONTPLAISIR pour une hauteur de remblai similaire, il est inefficace et la ligne phréatique recoupe le talus aval. La saturation est plus importante en rive droite qu'en rive gauche. Cette dissymétrie de charge indique une anisotropie de perméabilité du remblai qui est plus forte rive droite.

Drain trop court et anisotropie de perméabilité expliquent ici le comportement médiocre. Le colmatage des sorties de drain (1 sortie visible sur 6) n'ayant pu qu'aggraver le problème de la saturation des terres. Ce barrage exige aujourd'hui des travaux de confortement au même titre que l'ouvrage précédent.

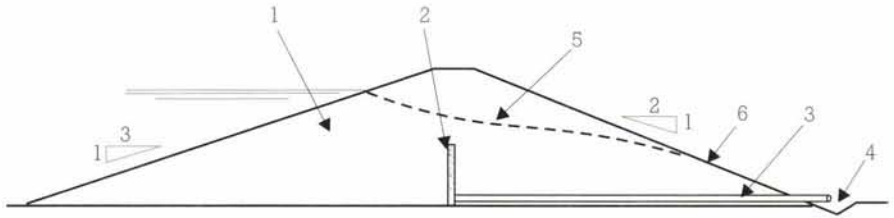


Figure 35 – Profil type du barrage de TOURAN (Lot-et-Garonne).

- | | |
|---|-----------------------------------|
| 1 – remblai compacté | 4 – fossé de pied |
| 2 – drain cheminée avec drain PVC Ø 50 mm à la base | 5 – surface libre de l'écoulement |
| 3 – PVC aveugle | 6 – zone de suintement |

L'anisotropie de perméabilité a également joué un rôle très important dans le comportement du barrage de PONSAMPERE (Gers). L'humidité du talus aval s'explique, ici, par un compactage médiocre du remblai (pas d'étude géotechnique préalable des sols d'emprunt et donc pas de contrôle de compactage sur le chantier) et par une anisotropie de perméabilité suffisamment forte pour que les percolations à travers le massif échappent totalement à tout rabattement par le tapis drainant horizontal. Le talus n'a pas glissé, mais ce n'est pas toujours le cas.

Au barrage de MIELAN (Gers) (17 m de hauteur, capacité 3,7 hm³) les percolations survenues en 1968, à mi-hauteur du remblai, ont entraîné des glissements de peau. Elles sont dues au feuilleteage du remblai argileux compacté avec un rouleau à pneus et à des couches insuffisamment scarifiées. La forte anisotropie de perméabilité qui en a résulté a permis à la nappe phréatique d'échapper au rabattement par le drain horizontal et de sourdre sur le talus aval en entraînant la formation de plusieurs loupes de glissement, aujourd'hui stabilisées par des recharges drainantes.

Quant au glissement qui apparaît de manière chronique sur le talus aval du barrage de CASTERON (Gers), il est lié à une anisotropie de perméabilité locale due, cette fois, à une mauvaise reprise de chantier lors de travaux de rehausse du barrage.

On pourrait multiplier les exemples. Nous citerons seulement, pour terminer, celui du petit barrage de DEVILLAC en Lot-et-Garonne (11 m de hauteur, 150 m de longueur en crête, 120 000 m³ de capacité) qui cumule plusieurs défauts :

- un drain vertical central grossier (des graves d'après le dossier de projet) ;
- un drain court (il est arrêté à 2 m sous la cote de retenue normale) ;
- un compactage médiocre des terres (pas d'étude géotechnique préalable) et une anisotropie de perméabilité probablement très forte ;
- des exutoires de drain obturés (aucune sortie visible à l'aval).

Dans ce barrage, la nappe phréatique qui traverse le remblai comme si celui-ci n'était pas drainé mouille les 2/3 inférieurs du talus aval. L'eau qui est riche en carbonate dégaze en arrivant à l'air libre et dépose une croûte de calcaire à la surface du talus. Cette « carapace », bien qu'encore peu étendue et irrégulière, entraîne une augmentation des pressions à l'arrière et accroît le risque d'érosion interne par la concentration des écoulements vers les zones non encroûtées. C'est là l'exemple type d'un barrage mal fait, non entretenu, et qui dérive lentement vers sa ruine.

L'enquête montre donc de manière évidente que les surpressions dans les remblais des barrages en exploitation sanctionnent, presque toujours, une faute de conception, des négligences de construction ou un mauvais entretien.

C'est ainsi que :

- 53 % des barrages concernés par des résurgences sur le talus aval n'avaient pas fait l'objet d'une étude géotechnique préalable à leur construction, ni d'un contrôle de compactage sur le chantier ;
- 42 % ont un déficit de drainage ;
- 21 % cumulent l'absence de drain et l'absence de contrôle de compactage ;
- 16 % seulement des ouvrages ne paraissent pas, a priori, prédisposés à un échec.

Lorsqu'on examine la sensibilité des barrages aux phénomènes de surpression en fonction de leur taille, on note un meilleur comportement des « grands barrages » (figure 36).

Ce qui est assez remarquable c'est qu'au-delà de $H^2\sqrt{V} = 120$, les barrages ne présentent plus aucune anomalie de comportement de ce type, tandis que 80 % des phénomènes de surpression intéressent des barrages à $H^2\sqrt{V} < 50$.

Ces résultats confirment que les barrages importants qui sont réalisés avec soin (études préalables, contrôles de chantier, choix techniques appropriés) se comportent bien, alors que les petits barrages qui sont construits avec un plus grand laxisme sont les plus pénalisés.

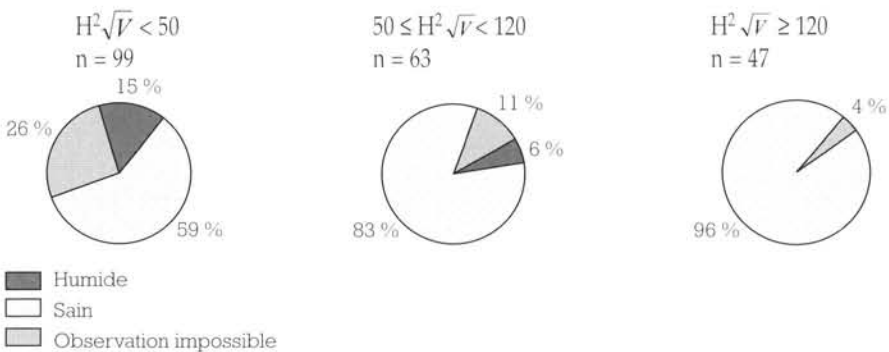


Figure 36 – Evolution de l'humidité du talus aval en fonction de la taille des ouvrages.

Les maîtres d'oeuvre peu spécialisés qui réalisent la plupart des barrages de petite dimension sont responsables de 50 % des pathologies. Leur taux d'échec est de 25 %, soit 1 barrage pénalisé sur 4, contre 1 sur 15 pour les autres maîtres d'oeuvre (tableau 52).

Tableau 52 – Influence de la maîtrise d'oeuvre sur la présence d'humidité à l'aval.

	Talus aval humide		Talus aval sain		Total	
Maîtrise d'oeuvre de compétence nationale	5	7 %	69	93 %	74	100 %
Maîtrise d'oeuvre de compétence locale	4	6 %	60	94 %	64	100 %
Maîtrise d'oeuvre peu spécialisée	9	25 %	27	75 %	36	100 %
Inconnue	1	33 %	2	67 %	3	100 %
Total (177 ouv. val. sur 215)	19	11 %	158	89 %	177	100 %

On peut en conclure que les règles de l'art, notamment celles qui concernent le compactage des sols et le drainage des ouvrages, ne peuvent pas être transgressées impunément sous le prétexte de faire des économies.

Nous allons voir ci-après que l'on ne peut pas davantage ignorer l'état de la fondation sur laquelle on construit, sous peine de favoriser les sous-pressions qui diminuent la sécurité des ouvrages.

3.13.3 - LES SOUS-PRESSIONS EN FONDATION

3.13.3.1 - LE MÉCANISME DE LA SOUS-PRESSION

Lorsque le barrage est mis en eau, des infiltrations se produisent à travers le remblai, comme nous venons de le voir. Elles se produisent aussi, bien évidemment, dans la fondation.

Les écoulements de l'eau en fondation peuvent se manifester, d'une part, par un phénomène de sous-pression (risque de soulèvement des terrains) et, d'autre part, par un phénomène d'entraînement des grains par l'eau en mouvement.

Supposons que l'on ait un remblai construit sur une fondation homogène perméable (épaisseur infinie) et que la perte de charge soit égale sur toute la longueur de percolation. Le potentiel hydraulique (h) à la base du remblai varierait linéairement de l'amont à l'aval du barrage comme le montre la figure 37.

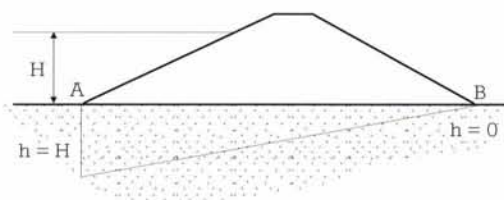


Figure 37 – Conditions aux limites de l'écoulement dans une fondation homogène isotrope et perméable.

En réalité, une fondation n'est jamais parfaitement homogène et isotrope parce que le mode de sédimentation des sols conduit à des stratifications de matériaux de granulométrie très variée (graviers, sables, limons, argiles) et à une grande variation des perméabilités (k_h étant généralement supérieur à k_v). Les pertes de charge dues à la résistance qu'opposent les particules solides

à l'écoulement du fluide sont variables et le potentiel hydraulique au pied aval du barrage n'est pas nécessairement nul, même dans le cas d'une fondation « homogène ».

Dans le cas d'une fondation à « structure hétérogène », le risque de sous-pression existe, quelquefois, sans ambiguïté.

Supposons, par exemple, que l'on ait un remblai construit sur une couche d'argile mince située au dessus d'un niveau de sable (figure 38). Le niveau perméable se ferme vers l'aval tandis qu'à l'amont il se trouve naturellement (cas de la figure) ou artificiellement (après exploitation des argiles de surface pour la construction du remblai) au contact de l'eau de la retenue.

L'eau s'infiltre dans le sable sous l'effet de la charge hydraulique dans la retenue et les filets liquides, piégés à l'aval, vont exercer une pression hydrostatique à la base de la couche argileuse ou sous-pression. On aurait un résultat similaire dans une fondation sableuse enrichie en fines vers l'aval, ou dans une couche profonde de la fondation en relation avec la retenue par son pendage défavorable (pendage aval)⁶⁵.

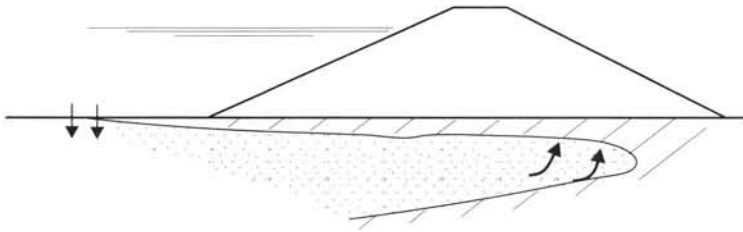


Figure 38 – Représentation schématique du phénomène de sous-pression dans une fondation hétérogène.

Le danger subsiste si, à l'échelle de la retenue, la couche d'argile de surface est continue mais se modifie localement et laisse passer des infiltrations dans la couche de sable sous-jacente (une couche sédimentaire n'est jamais parfaitement homogène et isotrope sur une grande surface). Si le volume d'eau infiltré dans la cuvette de retenue est supérieur à la capacité d'évacuation de la couche sableuse dans l'axe de fondation du barrage, l'eau se met en charge sous l'ouvrage.

Le danger existe, également, dans une fondation rocheuse où l'eau pénètre par les fissures et les joints plus ou moins remplis de matériaux en les déplaçant et en créant une sous-pression sous l'ouvrage. La valeur de la sous-pression dépend des pertes de charge à travers les matériaux contenus dans les fissures. S'il s'agit de fissures ouvertes, il n'y aura pas de perte de charge le long du trajet concerné et la pression de soulèvement pourra être catastrophique à l'aval.

65 Notons que pour interpréter correctement le rôle de la retenue sur les sous-pressions dans une fondation de barrage il est important, voire indispensable parfois, d'avoir « l'état initial » c'est à dire la hauteur piézométrique de référence avant la mise en eau.

L'effet de sous-pression exercée sous un barrage (elle peut être au maximum égale à H (hauteur d'eau dans la retenue) mais, en réalité, elle est inférieure car il faut tenir compte des pertes de charge) entraîne une perte de stabilité, l'ouvrage étant allégé d'une partie de son poids.

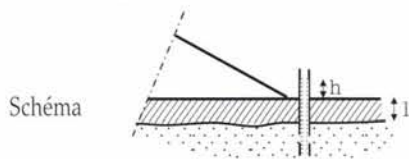
Le phénomène peut donc conduire à une rupture si le poids des terrains sus-jacents à la couche perméable ou fissurée n'est pas suffisant pour s'opposer à la pression de soulèvement. Le risque de désordre existe, essentiellement, au pied aval du barrage.

Lorsqu'un écoulement vertical ascendant est établi au pied aval, on a deux forces qui s'opposent et qui sont par unité de volume :

- le poids du sol qui s'exerce vers le bas ;
- la force d'écoulement dirigée vers le haut ($\gamma_w i$).

La situation est critique s'il y a égalité des forces.

Supposons, pour illustrer ce propos (schéma ci-dessous), que l'on ait à l'aval du barrage un piézomètre qui indique une hauteur d'eau h au dessus du sol de fondation constitué par une couche d'argile d'épaisseur l recouvrant un niveau sableux épais.



A l'aval du barrage le gradient de pression est : $\frac{(h+l)\gamma_w}{l}$

On aura « boulanges » si : $\gamma_{sat} = \frac{h+l}{l} \gamma_w$

donc : $l (\gamma_{sat} - \gamma_w) = h \gamma_w$

$$\frac{h}{l} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \approx 1$$

Dans ce cas il y aura soulèvement du sol.

On remarquera que le soulèvement est indépendant de k (perméabilité du sol).

Pour un ouvrage de hauteur donnée, sur une fondation défavorable, la rupture du barrage doit, en principe, se produire à la première mise en eau.

S'il n'y a pas rupture, cela signifie que la sous-pression créée par la mise en eau de la retenue est négligeable, ou parfaitement maîtrisée par drainage, ou bien encore que l'équilibre est précaire. Dans ce cas, une modification des conditions hydrauliques d'exploitation volontaire (rehausse conséquente du seuil déversant par exemple) ou involontaire (forte crue), peut conduire à un accident. Le sol se soulève au pied aval et entraîne la fissuration des terres et, au pire, la déstabilisation du talus.

Si la sous-pression est trop faible pour conduire à la rupture mais si elle est suffisante pour permettre une circulation ascendante de l'eau jusqu'à la surface, elle créera des conditions favorables à la circulation de l'eau dans toutes les zones de faiblesse du terrain (joints de stratification, miroirs de fluage⁶⁶, sols cohésifs fissurés par la sécheresse ou les tensions hydrauliques, sols constitués de filonnets à forts contrastes de perméabilité ou non autofiltrants, ou solubles, anomalies liées à des défaillances de construction ou à des erreurs de conception, etc...). Si le gradient hydraulique de percolation est « élevé » (nous verrons au § 3.14.3 qu'il peut être bien inférieur à 1 pour être dangereux), il se produira un entraînement de particules de terre et un phénomène d'érosion interne pouvant conduire à la rupture du barrage à plus ou moins long terme.

Autrement dit, lorsque la sous-pression qui s'exerce sous une couche imperméable de la fondation après mise en eau de la retenue est supérieure au poids des terrains sus-jacents, il y aura soulèvement à l'aval du barrage entraînant la fissuration des terres et, éventuellement, la rupture du remblai.

Lorsque la sous-pression est faible, mais se manifeste par des venues d'eau en surface (cas le plus fréquent), le problème posé n'est pas la sous-pression stricto sensu (sauf si les conditions d'exploitation du barrage viennent à être modifiées), mais c'est le risque d'apparition d'un phénomène d'érosion interne à plus ou moins long terme qu'il ne faut pas oublier, sous le prétexte qu'apparemment il ne se passe rien.

3.13.3.2 - LES RÉSULTATS DES OBSERVATIONS DE TERRAIN

L'enquête a montré que, s'il n'y avait jamais eu de rupture de barrage par sous-pression en fondation dans la population étudiée, on a tout de même 18 % des barrages (33 sur 181 ouvrages validés) qui ont une humidité anormale au pied aval.

Celle-ci se présente, le plus souvent, sous la forme de taches d'humidité diffuses ou de venues d'eau transformant le pied du barrage en marécage (eau stagnante rouillée, faible portance du terrain). Sur certains ouvrages où le niveau d'eau peut être mesuré grâce à la présence de piézomètres ou d'anciens forages de reconnaissance, l'eau monte à quelques décimètres au-dessus du terrain naturel ; le maximum étant de 1 m (niveau de décharge des puits de décompression observé sur un barrage de 10 m de hauteur).

⁶⁶ Ils sont très fréquents dans les formations molassiques argileuses ou marneuses du Sud-Ouest de la France.

D'après l'enquête, le pourcentage d'ouvrages ayant un comportement pathologique frôle les 25 %, soit 1 barrage sur 4, dans le département de Tarn-et-Garonne et dans le département du Gers (en valeurs corrigées). Un barrage landais sur 5 présente des percolations incontrôlées en fondation.

Dans les départements de la Haute-Garonne et du Lot-et-Garonne, 1 barrage sur 10 et 1 barrage sur 15 sont dans le même cas. Le taux d'humidité au pied aval des barrages est nul pour le département de la Gironde⁶⁷.

Pour tous ces barrages, la fondation, qui est constituée par des mélanges de sols imperméables et perméables et qui est très anisotrope, laisse passer de l'eau qui remonte en surface en exerçant une sous-pression.

Tableau 53 – Influence des travaux de reconnaissance sur la présence d'humidité au pied aval des barrages.

	Pied aval humide		Pied aval sain		Total	
Reconnaissance inconnue	6	33 %	12	67 %	18	100 %
Aucune reconnaissance*	14	35 %	26	65 %	40	100 %
Travaux de reconnaissance**	13	10 %	110	90 %	123	100 %
Total (181 ouv. val. sur 215)	33	18 %	148	82 %	181	100 %

* inclus les ouvrages ayant fait l'objet de fouilles à la pelle à l'ouverture du chantier

**reconnaissance sommaire avant réalisation du barrage (fouilles à la pelle, essais d'identification) ou reconnaissance complète (fouilles à la pelle, forages, essais d'identification et essais mécaniques)

On remarque que ces comportements pathologiques touchent avant tout des ouvrages construits sans réelles précautions, ou des ouvrages pour lesquels aucune précision n'est apportée sur les dispositions prises en fondation. Les résultats du tableau 53 confirment que les barrages qui n'ont fait l'objet d'aucune reconnaissance ou seulement de fouilles à la pelle mécanique à l'ouverture du chantier sont trois fois plus pénalisés que ceux qui ont fait l'objet d'une étude préalable du site.

Les reconnaissances des sites de barrage sont donc indispensables pour pouvoir ajuster les traitements en fondation aux exigences géologiques locales de manière à supprimer ou à maîtriser les percolations sous l'ouvrage.

Nous avons vu au § 2.5.2 que les solutions retenues par les maîtres d'oeuvre pour maîtriser les percolations en fondation sont l'étanchéité par ancrage profond, écran, ou purge et le drainage par des puits plus ou moins profonds.

Les écrans d'étanchéité (paroi moulée, rideau d'injection ou de palplanches) définis et mis en oeuvre par des maîtres d'oeuvre spécialisés après une étude approfondie du site du barrage, sont parfaitement efficaces comme on le voit sur le tableau 54.

⁶⁷ En Gironde, 4 barrages sur 7 ont fait l'objet d'un traitement d'étanchéité de la fondation par une paroi moulée ou un rideau de palplanches.

Tableau 54 – Influence du traitement de la fondation sur la présence d'humidité au pied aval.

	Pied aval humide		Pied aval sain		Total	
Ecran d'étanchéité	0		8	100 %	8	100 %
Ancrage au substratum	4	11 %	31	89 %	35	100 %
Autre solution, non précisé	29	21 %	109	79 %	138	100 %
Total (181 ouv. val. sur 215)	33	18 %	148	82 %	181	100 %

L'ancrage au substratum serait moins performant puisqu'il laisse circuler l'eau dans 11 % des cas.

En réalité, il est difficile de faire une évaluation exacte de ce type d'option sans avoir la certitude de la conformité des travaux au projet d'une part, et de la pertinence du choix d'autre part (un ancrage, fût-il profond, ne peut constituer un écran d'étanchéité efficace que s'il est relayé en profondeur par un substratum étanche). Quoiqu'il en soit, même si l'ancrage profond ne contribue pas à supprimer toutes les résurgences à l'aval comme on le souhaiterait, il a le mérite d'allonger les chemins de percolation en fondation et de diminuer la vitesse d'émergence de l'eau à l'aval en réduisant le risque d'érosion interne comme nous le verrons au § 3.14.6 - 2, ce qui est loin d'être négligeable.

Notons, cependant, que pour les barrages concernés par un ancrage « jusqu'au substratum » les venues d'eau à l'aval sont pratiquement 2 fois moins fréquentes que pour les barrages sans traitement particulier.

Quant aux puits drainants dont le rôle est sans ambiguïté, ils sont très efficaces (tableau 55).

L'enquête montre que les résurgences à l'aval sont 5 fois moins importantes pour les fondations drainées que pour celles qui ne sont pas équipées de puits drainants. Ce dispositif, relativement peu coûteux, est recommandé pour toutes les fondations hétérogènes.

Tableau 55 – Influence des puits de décompression sur la présence d'humidité au pied aval.

	Pied aval humide		Pied aval sain		Total	
Puits	1	4 %	23	96 %	24	100 %
Sans puits	32	20 %	125	80 %	157	100 %
Total (181 ouv. val. sur 215)	33	18 %	148	82 %	181	100 %

Quels sont les barrages les plus concernés par des sous-pressions ?

Les diagrammes de la figure 39 montrent que les venues d'eau au pied aval intéressent, en fait, une large gamme d'ouvrages.

Cela va des barrages de petites dimensions ($H^2\sqrt{V} < 50$) où le taux d'humidité à l'aval atteint 18 % sur un effectif de 99 individus, aux ouvrages importants ($H^2\sqrt{V} \geq 200$) qui comptent 4 % d'échecs (1 ouvrage) sur un effectif de 23 barrages, en passant par un taux de 14 % sur un effectif de 54 individus et de 18 % sur un effectif de 33 barrages pour les ouvrages de taille intermédiaire.

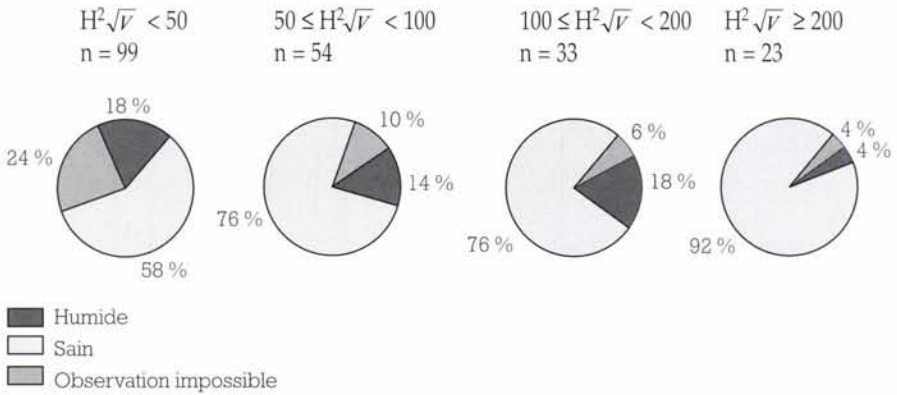


Figure 39 – Evolution de l'humidité au pied aval en fonction de la taille des ouvrages.

Ces résultats montrent que tous les barrages sont vulnérables, même si, une fois encore, les plus grands sont les plus épargnés. Cela pourrait signifier que les maîtres d'oeuvre ne font pas suffisamment de cas de la fondation tant que celle-ci ne pose pas de graves problèmes de portance ou de perméabilité risquant de mettre en jeu la stabilité du remblai et le remplissage de la retenue, ou son maintien.

Il faut dire que les substrats molassiques qui servent de fondation aux ouvrages enquêtés ne sont pas fondamentalement médiocres, dès lors qu'ils ne sont ni calcaires, ni gréseux. Et c'est là qu'est le piège car si les maîtres d'oeuvre se méfient des niveaux rocheux souvent fissurés ou karstifiés, ils accordent plus de confiance aux formations molassiques stricto sensu dans lesquelles il peut cependant se produire des percolations insidieuses et d'autant plus dangereuses qu'elles n'auront pas été suspectées et contrôlées par un écran ou par des drains.

Cette attitude est, en fait, une vision trop étriquée des problèmes d'infiltration car l'apparition de griffons sur les versants à l'aval d'un barrage et, a fortiori, la présence d'une nappe d'eau rouillée au pied aval, sont à prendre en considération non pas tant pour les débits qui s'écoulent que pour les risques de sous-pressions et d'érosion interne qu'ils représentent.

Tableau 56 – Influence de la maîtrise d'oeuvre sur la présence d'humidité au pied aval.

	Pied aval humide		Pied aval sain		Total	
Maîtrise d'oeuvre de compétence nationale	8	10 % (24 %)	70	90 %	78	100 %
Maîtrise d'oeuvre de compétence locale	13	20 % (40 %)	51	80 %	64	100 %
Maîtrise d'oeuvre peu spécialisée	10	30 % (30 %)	23	70 %	33	100 %
Maîtrise d'oeuvre inconnue	2	33 % (6 %)	4	67 %	6	100 %
Total (181 ouv. val. sur 215)	33	18 % (100 %)	148	82 %	181	100 %

Les pourcentages en colonne portés dans le tableau 56 montrent que, d'une manière générale, tous les maîtres d'oeuvre font preuve de trop d'optimisme vis-à-vis de la fondation (à moins qu'il n'y ait une prise de risque volontaire de ceux-ci pour diminuer le coût de la construction) en oubliant qu'un projet de barrage bien conçu est un projet global où la fondation ne peut être délaissée au profit du remblai seul.

3.13.4 - COMMENT PEUT-ON DETECTER LA PRESENCE DE PRESSIONS INTERSTITIELLES DANGEREUSES DANS LE REMBLAI OU LA FONDATION D'UN BARRAGE EN EXPLOITATION ?

On peut le faire d'abord en les mesurant avec des capteurs de pressions interstitielles, ou des piézomètres. La hauteur piézométrique qui est relevée sur un (ou plusieurs) profil(s) transversal(aux) du barrage permet de définir l'allure de l'écoulement à travers l'ouvrage et la fondation et de le confronter avec les hypothèses retenues au projet.

Si, en régime permanent, la ligne de saturation du remblai est supérieure au niveau prévu, il y a une surpression qui diminue le coefficient de sécurité annoncé. Dans la plupart des cas, cette réduction sera faible et n'aura aucune conséquence sur la stabilité de l'ouvrage car les petits barrages sont généralement surdimensionnés. Mais, si la ligne phréatique échappe au rabattement par le drain (ou si le barrage n'est pas drainé) et recoupe le talus aval de pente trop raide, il peut se produire un éroulement ou un glissement du talus (photographies 42 et 43). Les surpressions sont alors évitables. Elles le seraient aussi, bien sûr, s'il y avait un soulèvement du terrain au pied aval.

Mais il n'est pas nécessaire qu'il y ait rupture pour que des pressions interstitielles trop élevées soient manifestes.

La présence :

- de taches d'humidité diffuses sur le talus aval, a fortiori, la saturation du talus (photographie 44) ;
 - le développement d'une zone marécageuse au pied du barrage ;
 - la diminution injustifiée d'un débit de drain qui va se traduire par une augmentation des pressions dans le remblai ;
 - le débordement de puits de décompression ou de piézomètres,
- sont autant de signes de surpression⁶⁸ dans le remblai ou la fondation.

Le barrage doit être surveillé. Les résurgences à l'aval sont d'ailleurs la seule identification possible des surpressions dans les barrages de petite dimension dépourvus de tout dispositif d'auscultation.

Le repérage des zones mouillées est donc très important. Il est généralement facilité par la présence d'une végétation spécifique (joncs, carex, massettes) ou par l'apparition d'un ramollissement des sols, ou les deux.

L'humidité est parfois si discrète qu'elle disparaît en période de forte évaporation en laissant en place la végétation hydrophile. Mais, que l'on ne s'y trompe pas, les suintements même à peine perceptibles sont le signe d'une pression interstitielle anormale (la nappe atteint la surface), ce qui entraîne une perte de résistance des sols et une diminution du coefficient de sécurité du talus aval, sans compter le risque potentiel d'expulsion de particules et de développement d'un processus d'érosion interne si la vitesse d'émergence de l'eau venait à être suffisante.

⁶⁸ Une venue d'eau concentrée est le signe d'une zone de circulation préférentielle qui peut être indépendante de la position de la nappe phréatique. On se reportera au § 3.14 dans ce cas.

Lorsque le barrage présente une humidité anormale, il doit faire l'objet d'une vigilance renforcée qui va nécessiter un entretien régulier de l'ouvrage. Il faudra vérifier l'évolution des surfaces mouillées en s'aidant d'un piquetage des zones suspectes et de photographies. On notera l'apparition de nouveaux indices d'humidité, l'augmentation sensible des surfaces mouillées ou, au contraire, la tendance à la concentration des écoulements. On vérifiera, parallèlement, que les drains ou les puits fonctionnent normalement car les pressions internes augmentent lorsque les exutoires des drains ou des puits viennent à s'obstruer.

Si les fuites sont mesurables, il faudra mettre en place, le plus rapidement possible, un dispositif de jaugeage pour surveiller l'évolution des débits. Ces mesures doivent être corrélées avec la charge dans la retenue, ce qui implique la présence d'une échelle limnimétrique ou de tout autre dispositif fixe permettant de repérer avec précision le niveau de l'eau à l'amont.

Toute augmentation des fuites pour une même charge⁶⁹, toute tendance à la concentration des écoulements et, a fortiori, à la coloration des eaux de percolation seront signalées sans délai à un organisme spécialisé ou au service de contrôle des barrages. Par mesure de précaution on abaissera le niveau de la retenue.

Si l'augmentation d'un niveau piézométrique survient brusquement en cours d'exploitation, ou s'il y a jaillissement d'une source au pied aval du barrage, le processus de sous-pression a une origine accidentelle (ouverture d'une fissure ou d'une cavité par débouillage, rupture de conduite, perte d'efficacité d'un écran, etc...). Le maître d'ouvrage devra procéder sans délai à une diminution de la charge à l'amont et consulter d'urgence un spécialiste qui fera toutes les investigations nécessaires pour établir un diagnostic précis et proposer une solution confortative.

En règle générale, il ne faut pas attendre l'apparition de forts débits, ou la concentration des écoulements, pour intervenir. Il faut réagir dès que l'on constate que les traces d'humidité sur le talus, ou au pied aval d'un barrage, sont irréversibles et ont tendance à augmenter. Les solutions confortatives sont décrites au paragraphe suivant. Elles ne sont pas nécessairement onéreuses.

3.13.5 - PREVENTION DES SURPRESSIONS DANS LE REMBLAI ET LA FONDATION.

REHABILITATION DES OUVRAGES

Comment prévenir ou lutter contre les fortes pressions interstitielles qui peuvent menacer la stabilité des petits barrages en terre à plus ou moins long terme?

Plusieurs options peuvent être proposées :

A titre préventif :

- 1 - reconnaître le risque de sous-pression en fondation au stade des reconnaissances et adapter la structure de l'ouvrage au milieu ;
- 2 - respecter les règles de l'art en matière de construction et de choix techniques.

⁶⁹ Plus que la valeur absolue du débit mesuré, c'est la tendance évolutive qui peut être préoccupante.



Photographie 42 – Petit barrage hors enquête caractérisé par une pente de talus de 1/1, l'absence de drain et un compactage négligé. On voit ici l'écroulement du talus aval saturé.



Photographie 43 – Petit barrage hors enquête ayant une pente de talus de 1/2 et un drainage sommaire. Loupe de glissement dans les terrains saturés de la base du remblai.



Photographie 44 – Petit barrage hors enquête caractérisé par une pente de talus de 1/2 et l'absence de drain. Balisage de la zone de résurgence de la nappe phréatique sur le talus aval.

En cas de surpression anormale en cours d'exploitation :

- 3 - recharger l'aval du barrage ;
- 4 - rabattre la nappe dans le remblai ;
- 5 - ramener le potentiel à zéro au pied aval ;
- 6 - remettre en état et entretenir les sorties de drain ;
- 7 - supprimer les percolations dans le barrage ;
- 8 - réparer la cause des désordres en cas de surpression accidentelle.

1 - RECONNAÎTRE LE RISQUE DE SOUS-PRESSION EN FONDATION

La première des préventions est d'adapter l'ouvrage à sa fondation. On ne peut le faire que si l'on connaît la nature et la structure des sols en place, ce qui suppose une reconnaissance préalable du site.

Les fondations susceptibles de développer des phénomènes de sous-pression à la mise en eau de la retenue ont été décrites ci-dessus et nous n'y reviendrons pas.

Les choix techniques (profondeur d'ancrage, écrans d'étanchéité ou de drainage) seront déterminés en fonction du risque encouru, c'est-à-dire de la structure et de la nature des sols rencontrés en fondation, de la taille du barrage et du danger que représenterait un accident pour les populations à l'aval.

2 - RESPECTER LES RÈGLES DE L'ART EN MATIÈRE DE CONSTRUCTION DU REMBLAI

La prévention des surpressions dans un remblai en terre débute aussi par une construction respectueuse des règles de l'art. C'est évident.

Nous ne reviendrons pas sur l'importance du dispositif de drainage, de sa position, de son dimensionnement et de ses performances qui conditionnent l'éloignement des écoulements du talus aval et assurent une meilleure stabilité du barrage, pas plus que nous ne reviendrons sur la nécessité de contrôler la mise en œuvre des sols du remblai pour réduire l'anisotropie de perméabilité dans le massif.

Une autre façon de prévenir le risque d'instabilité du remblai par surpression est d'éloigner la surface piézométrique des talus en adoptant une structure adéquate. Un barrage zoné avec un noyau en terre imperméable et des recharges perméables est une bonne solution. Dans ces conditions, les pertes de charge sont concentrées dans le noyau. La recharge amont fonctionne comme une équipotentielle (le niveau d'eau suit celui de la retenue) et ne développe pas de pressions dangereuses à la vidange, tandis qu'à l'aval le filtre interposé obligatoirement entre noyau et recharge empêchera cette dernière de se saturer. La stabilité du barrage sera assurée.

Cette solution aura la préférence du maître d'œuvre chaque fois que l'exploitation de matériaux fins et de matériaux grossiers (ou d'enrochements) sera possible sur le site ou à proximité. Elle est toutefois réservée à des barrages de taille moyenne à grande, pour des raisons constructives⁷⁰.

⁷⁰ Noter que la protection du talus amont contre l'action des vagues par une couverture d'enrochements épaisse (plus de 0,50 m perpendiculairement au talus) joue, à un degré moindre, un rôle stabilisateur du talus en appliquant une surcharge liée à son poids lorsqu'elle n'est pas soutenue par la poussée d'Archimède et en maintenant la piézométrie à l'intérieur du remblai en vidange.

On peut aussi surdimensionner le remblai à sa construction (pentes faibles), ou drainer spécifiquement le talus amont par des drains bandes horizontaux destinés à rabattre la nappe à l'intérieur du remblai lors de la vidange rapide. Ces drains sont efficaces si leur conductivité hydraulique est très supérieure à celle du remblai (drains de graviers entourés d'un géotextile, par exemple). Ce dispositif est réservé à des barrages relativement importants en raison de son coût⁷¹.

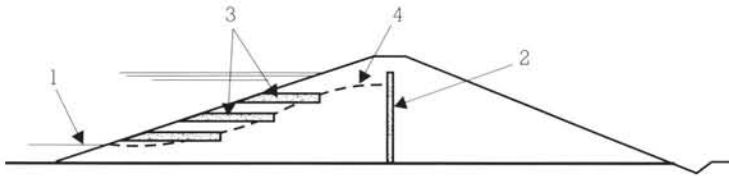


Figure 40 – Schéma du rabattement de la nappe du remblai par des drains horizontaux en vidange rapide.

1 – niveau d'eau après vidange
2 – cheminée drainante

3 – tapis drainant
4 – ligne d'écoulement à la vidange

La prévention du risque de rupture par surpression dans un remblai de petite dimension est généralement assurée par l'adoption du drain cheminée central jusqu'à la cote de retenue normale qui va intercepter toutes les percolations venant de l'amont et garantir la stabilité du talus aval, et par une pente faible à l'amont (1/3 le plus souvent) renforcée, si nécessaire, par un revêtement antibatillage.

3 - RECHARGER L'AVAL DU BARRAGE

Il s'agit ici d'un traitement confortatif.

Lorsqu'un remblai présente des signes de pressions interstitielles dangereux pour la stabilité (résurgences de la nappe sur le talus aval), il faut envisager de le conforter.

Si la zone mouillée correspond à une surface importante du talus aval mais si les fuites sont insignifiantes (suintement de la nappe), le confortement le plus classique consiste à mettre en place un masque aval⁷².

Celui-ci ne modifiera pas le débit de fuite mais il aura trois rôles :

- assurer un poids stabilisateur supplémentaire qui augmentera le coefficient de sécurité du talus ;
- reporter les pressions interstitielles à l'intérieur du remblai ;
- s'opposer à l'entraînement de fines par l'intercalation d'un filtre entre l'ouvrage et le masque.

Le matériau de recharge peut être un gravier, une roche concassée, un enrochement, ou un matériau tout-venant compacté.

71 A noter que les tapis drainants à divers niveaux du corps de digue permettent également d'accélérer la consolidation des sols en phase de construction, comme nous l'avons indiqué au § 3.12.4 - 4.

72 Si le débit de fuite est concentré et élevé il faut se reporter en 7 et au § 3.14.6 - 5

Sur les barrages relativement importants où la zone de résurgence peut être assez haute, on utilise généralement des enrochements 0/500 mm, avec des petits enrochements 0/50 mm en couche de transition au-dessus d'un filtre minéral en sable ou d'un géotextile (figure 41 (a)).

Le géotextile mis en place sur le massif saturé et préalablement découpé devra, comme le filtre granulaire, avoir un rôle suffisamment drainant vis à vis des percolations internes pour qu'il n'y ait pas de surcharge hydraulique à l'amont de la recharge et un rôle de filtre pour que les éléments fins du remblai ne puissent pas être mobilisés par l'eau de percolation à leur contact. La couche de transition évitera le poinçonnement du géotextile par les gros enrochements.

Si l'on utilise pour la recharge un matériau tout venant compacté, on intercalera entre le remblai et la recharge une couche épaisse de sable de granulométrie appropriée, ou des graves propres entourées par un géotextile, pour être sûr de maintenir les écoulements à l'intérieur du remblai.

Le dimensionnement de la recharge dépendra des matériaux utilisés, de la taille du projet, de l'amélioration du coefficient de sécurité recherchée et de la largeur constructible par les engins de terrassement classique. Ce type de confortement doit faire l'objet d'un calcul de stabilité par des spécialistes.

Pour les remblais de faible hauteur (6 à 7 m) avec une hauteur saturée de l'ordre de 4 à 5 m au maximum, le traitement confortatif peut être constitué, après décapage du talus aval jusqu'à une cote légèrement supérieure à celle des résurgences, par une couche de ballast ou d'enrochements de 0,5 à 0,8 m d'épaisseur (épaisseur prise perpendiculairement à la pente) placée sur un géotextile (figure 41 (b)). Le calcul de stabilité ne sera nécessaire que si le talus présente des signes d'instabilité (petits glissements de peau), ou s'il est visiblement sous-dimensionné. Ce calcul peut conduire à une modification de l'épaisseur de la recharge indiquée ci-dessus.

Ce type de confortement par recharge du talus aval a l'avantage de pouvoir être mis en place sans aucune vidange de la retenue puisque, à tous les instants, il apporte une amélioration du coefficient de sécurité de l'ouvrage par son poids.

C'est un avantage important.

Si la zone mouillée intéresse uniquement la fondation, on peut envisager d'équilibrer les sous-pressions en chargeant le pied aval du barrage. Pour cela, il faut connaître la sous-pression par un calcul préalable, ou pouvoir la mesurer (piézomètres).

La recharge d'épaisseur égale ou supérieure à la moitié de la sous-pression exprimée en hauteur d'eau, peut être réalisée avec des enrochements ou avec des matériaux tout-venant sur un filtre minéral inversé satisfaisant les règles de Terzaghi pour les matériaux de fondation, ou sur un géotextile (figure 41 (c)).

Dans tous les cas, l'efficacité des traitements sera contrôlée par un suivi régulier du débit de fuite (s'il est mesurable) et du débit de drain classique, mesurés séparément.

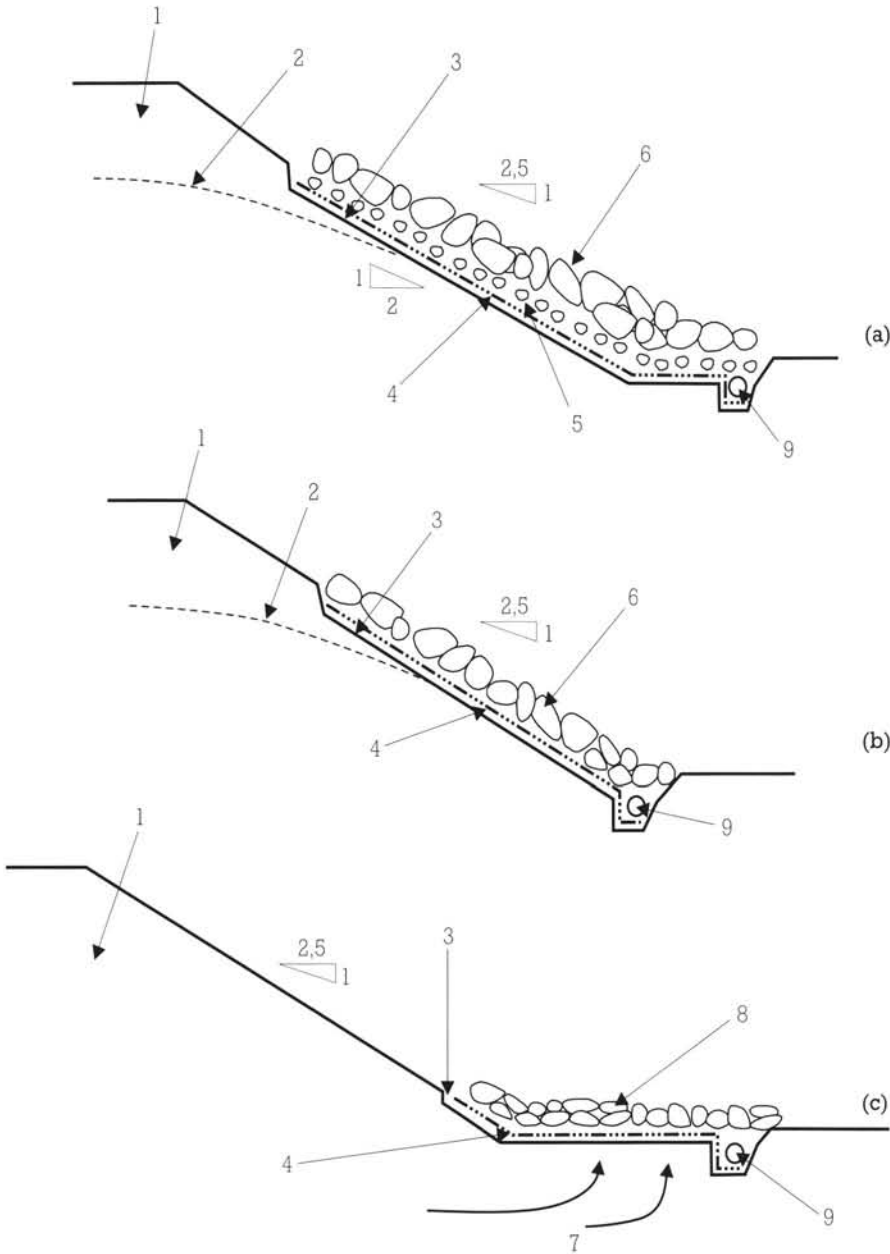


Figure 41 – Schémas de principe du confortement d'un barrage par une recharge aval.

- | | |
|-------------------------------------|--|
| 1 – remblai | 6 – massif d'encrochement 0/500 mm |
| 2 – surface libre de la nappe | 7 – venue d'eau |
| 3 – zone humide décapée | 8 – encrochements ou tout venant |
| 4 – géotextile ou filtre granulaire | 9 – dispositif de récupération des débits de fuite via le dispositif de jaugeage |
| 5 – couche de transition 0/50 mm | |

4 - RABATTRE LA NAPPE DU REMBLAI

Lorsque les pressions interstitielles dans le remblai sont trop importantes (nappe trop haute, émergence de l'eau sur le talus aval) et qu'elles compromettent la stabilité du barrage, on peut aussi essayer de les diminuer en renforçant le drainage.

La recharge sur filtre anti-contaminant, décrite au paragraphe précédent, peut être considérée comme un dispositif de rabattement de la nappe dans la mesure où elle ramène les écoulements à l'intérieur du remblai. Mais on peut aussi agir directement sur la nappe par des éperons drainants.

Ces éperons drainants de 0,5 à 0,8 m de largeur remplis de sables fins ou de graviers entourés par un géotextile seront reliés au drain de pied du barrage (s'il est fonctionnel) ou à une tranchée drainante aménagée en pied de talus pour récupérer les écoulements et les ramener vers un exutoire général où les fuites pourront être jaugées (figure 42)⁷³

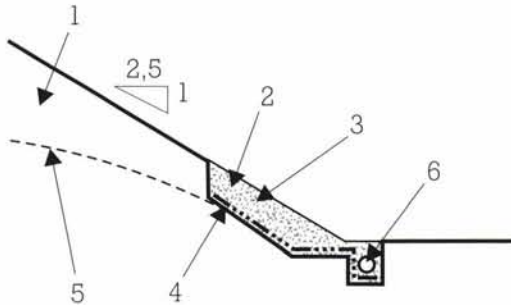


Figure 42 – Coupe d'un éperon drainant.

1 – remblai

2 – éperon drainant

3 – sables ou graviers

4 – géotextile

5 – surface libre de la nappe

6 – tranchée drainante avec collecteur drainant

Cette technique n'est utilisable que sur des remblais de faible hauteur (jusqu'à 6 à 7 m maximum). Elle n'a jamais été mise en oeuvre sur un petit barrage du Sud-Ouest de la France en dehors du barrage de MONDELY⁷⁴ où elle a été efficace. Cet exemple et les expériences de rabattement de nappe dans les talus routiers, montrent que les espacements entre les éperons doivent être faibles pour dévier correctement les lignes de courant (environ 5 m). C'est un inconvénient important parce que la multiplication des éperons dans la

⁷³ L'enfoncement des éperons sera de l'ordre de 3 m dans un talus à 1/2,5.

⁷⁴ MONDELY (Ariège) barrage de 22 m (hors enquête). Le glissement de la partie supérieure du talus amont en vidange a été stabilisé par la réalisation d'éperons drainants tous les 5 m aménagés à partir d'une risberme située à mi-hauteur du talus et correspondant approximativement à la base du glissement. Par la suite, la stabilité du talus sera renforcée par une recharge en enrochements comprise entre les pentes de 1/3 (pente initiale) et 1/3,5.

zone d'émergence de la nappe phréatique risque de déstabiliser le talus aval pendant les travaux.

Ce type de confortement ne peut être réalisé qu'après une vidange de la retenue et un abaissement de la nappe dans le remblai. Il est moins onéreux que la recharge décrite précédemment, mais il est plus délicat à réaliser.

Le choix de cette méthode de drainage reste bien sûr lié à la dimension de l'ouvrage à conforter, à l'importance du rabattement de nappe à effectuer, ainsi qu'aux impératifs de chantier (accessibilité, période de travaux, éloignement des matériaux drainants, engins disponibles sur place, urgence de l'action) et au coût de l'intervention.

L'efficacité du traitement devra être contrôlée par un (ou plusieurs) profil(s) piézométrique(s) dans le remblai et par un suivi des débits de fuite et de drain.

5 - RAMENER LE POTENTIEL À ZÉRO AU PIED AVAL

C'est une mesure qui peut être préventive ou curative.

Lorsque la fondation est relativement homogène et isotrope et que le barrage possède un tapis drainant suffisamment dimensionné pour éliminer les débits collectés sans se mettre en charge, le risque de sous-pression est faible.

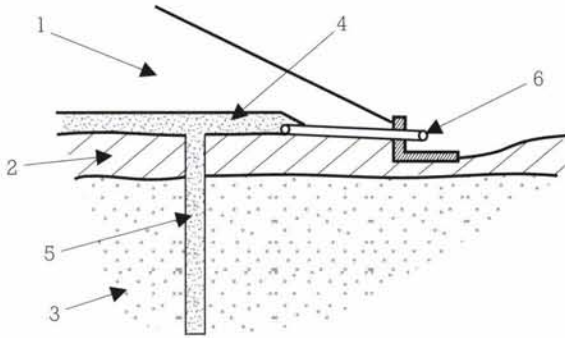
Si cette même fondation a des perméabilités horizontales supérieures aux perméabilités verticales, ce qui est généralement le cas, ou si elle est franchement zonée, le problème de sous-pression à l'aval sera d'autant plus grand que la différence de perméabilité k_h et k_v sera forte et qu'il n'y aura pas de tapis drainant, ou de massif d'enrochements, au pied aval du barrage pour les dissiper. Dans ce cas, on peut avoir un risque de soulèvement des terrains par sous-pression au pied aval, si on n'intervient pas pour ramener le potentiel hydraulique à zéro.

On peut le faire en forant une(ou plusieurs) ligne(s) de puits drainants régulièrement espacés dans la fondation.

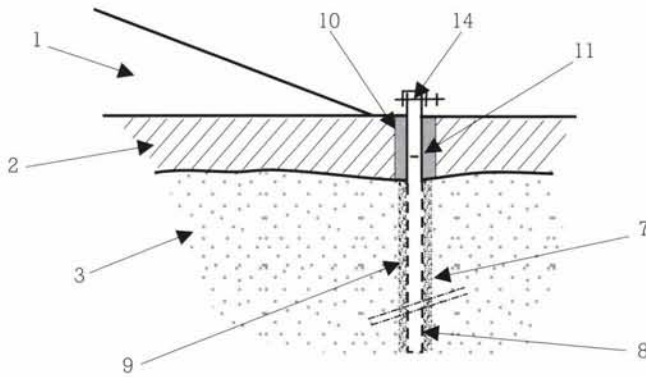
L'utilisation de ces puits de décompression ou puits de décharge est relativement courante et efficace comme on l'a vu au § 3.13.3. 2. Dans les départements soumis à l'enquête, on compte 14 % de barrages équipés de puits de décompression destinés à recouper d'éventuelles lignes de percolation à travers les terrains de fondation et à les décharger.

Les dimensions sont variables. La profondeur des puits dépend de l'épaisseur de la couche perméable à décompresser et de sa position. Leur espacement varie, généralement, de 10 à 20 m.

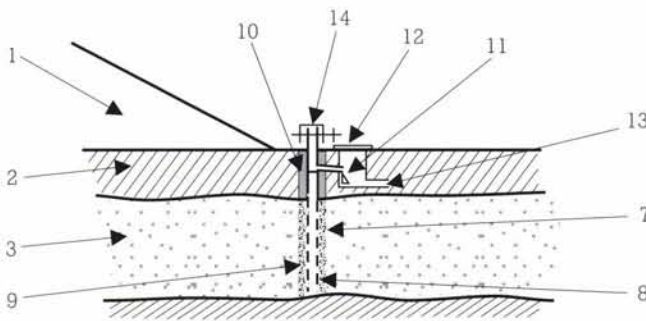
Les puits sont soit de simples forages Ø 300 mm à Ø 800 mm remblayés par des matériaux filtrants et drainants qui débouchent dans le tapis ou dans des bandes drainantes placés sous le talus aval du barrage (figure 43 (a)), soit des puits aménagés en piézomètres au pied aval.



(a) Puits de décompression sous l'ouvrage



(b) Puits aval équipé en piézomètre



(c) Puits aval avec niveau de décharge sous le TN

Figure 43 – Dispositifs de décharge de la fondation et de rabattement de la piézométrie par des puits.

- | | |
|-----------------------------------|--|
| 1 – remblai | 8 – partie crépinée |
| 2 – fondation imperméable | 9 – sable filtrant |
| 3 – fondation perméable | 10 – bouchon d'argile |
| 4 – tapis ou bande drainante | 11 – niveau d'eau ou de décharge des puits |
| 5 – puits rempli de sable | 12 – puisard visitable pour la mesure des débits |
| 6 – exutoire du drain et du puits | 13 – évacuation vers l'exutoire général |
| 7 – forage | 14 – tubage fermé à clef |

Dans ce cas, ils comportent un tube crépiné central en PVC ou en inox Ø 50 mm à Ø 100 mm entouré de sable filtrant (figure 43 (b)).

Pour que les puits réduisent la pression artésienne, tout en retenant le sol, il faut que le sable entourant la crépine respecte les règles de filtre rappelées au § 2.5.3.2. Ce point est capital car le puits est une zone de convergence des filets liquides sous des gradients variables et, éventuellement, élevés. Le risque d'entraînement de matière existe, notamment, pour les puits situés sous le remblai qui raccourcissent fortement les lignes de fuite en augmentant les gradients d'écoulement qui peuvent devenir dangereux.

Les puits doivent être installés avant la mise en eau du barrage. S'il s'agit d'un traitement curatif, une vidange préalable de la retenue sera nécessaire.

Ce type de dispositif a été adopté avec succès au barrage de RICONNE (Lot-et-Garonne) à titre curatif.

Ce barrage, réalisé à l'automne 1979, est un remblai en terre homogène de 11,5 m de hauteur et 260 m de longueur en crête avec un fruit amont de 2,5/1, un fruit aval de 2/1 et avec un drain vertical de 0,5 m d'épaisseur qui s'évacue dans un massif de pied en gravillons 20/100 mm par des PVC aveugles en Ø 100 mm. Le volume de la retenue est de 550 000 m³.

Les terrains de fondation sont constitués par des marnes étanches en rive droite ($k = 10^{-9}$ m/s) et des sables et des grès perméables en fond de vallée et en rive gauche ($k = 10^{-4}$ à 10^{-6} m/s) qui sont recouverts par 4 m d'alluvions (2,5 m de sable et de graviers surmontés par 1,5 m d'argiles limoneuses) et par 0,5 à 3 m de colluvions argileuses.

Après remplissage de la retenue, des suintements sont apparus très rapidement à l'aval de l'ouvrage. En 1981, les venues d'eau se sont généralisées et ont transformé le pied du barrage en marécage⁷⁵, tandis que de larges griffons s'établissaient sur le versant rive gauche où les sables du substratum sont subaffleurants.

Ces désordres entraînaient une instabilité potentielle de l'ouvrage par sous-pression à la base des alluvions argileuses d'épaisseur variable et par érosion interne dans les sables molassiques du versant rive gauche.

Deux solutions ont été envisagées pour rétablir la sécurité de l'ouvrage :

- arrêter les infiltrations par la réalisation d'une coupure étanche en fondation (rideau d'injection, ou paroi au coulis) ;
- maîtriser les sous-pressions et le risque d'érosion interne par des options spécifiques.

C'est cette deuxième solution, moins onéreuse qu'un traitement d'étanchéité, qui a été retenue ici.

⁷⁵ Le niveau piézométrique mesuré dans un ancien sondage de reconnaissance en fond de vallée se situait à 0,4 m au-dessus du terrain naturel.

Elle a consisté à maîtriser les sous-pressions en fondation par 5 puits de décompression espacés de 15 m et à maîtriser le risque d'érosion interne en allongeant le cheminement des percolations dans l'appui rive gauche par un tapis d'argile à l'amont du barrage (se reporter au § 3.14.6 – 2). Les puits ont été crépinés (crépine inox Ø 100 mm) dans les sables molassiques sur des longueurs de 5 à 12 m et le sable entourant les crépines a été calibré pour assurer un rôle filtrant pour les terrains molassiques. La partie supérieure des puits au contact des alluvions argileuses est étanche.

Pour maintenir le profil hydrostatique au-dessous de la surface du sol et assainir le pied aval du barrage, la nappe a été rabattue à 1,2 m de profondeur dans des puisards visitables. Les débits peuvent être mesurés à chaque puits avant d'être évacués par gravité dans la rivière (ce type d'aménagement est schématisé figure 43 (c)).

Les piézomètres implantés à l'aval du barrage ont indiqué un fonctionnement correct du dispositif pendant plusieurs années (ils sont aujourd'hui détruits par vandalisme). Le débit de fuite de 25 l /minute (ensemble des puits) pour une retenue à la cote d'exploitation normale ne varie pratiquement pas depuis les travaux de confortement en 1981. La nappe continue à se maintenir sous le niveau du terrain naturel. Le pied du barrage est sain.

Cet exemple démontre que les puits de décharge viennent à bout du problème de sous-pression s'ils sont correctement réalisés. De toute façon, en cas d'insuffisance des résultats, il est toujours possible d'en reforer.

Si la couche d'argile de surface est mince (1 m à 1,2 m), on peut aussi éliminer les sous-pressions sous-jacentes en perçant cette couche par une tranchée drainante continue remplie de sable filtrant ou de graves entourées par un géotextile, qui ramènera la pression aval à la pression atmosphérique, mais augmentera le débit de fuite (figure 44).

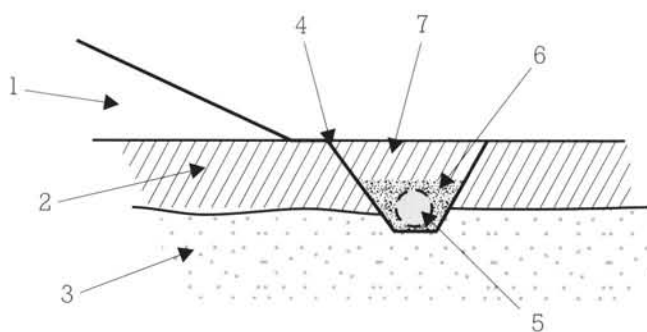


Figure 44 – Fosse drainant.

1 – remblai

2 – fondation imperméable

3 – fondation perméable

4 – tranchée drainante

5 – conduit drainant (Ø 100 mm à Ø 120 mm)

6 – sable filtrant ou graves entourées par un géotextile

7 – matériaux de déblais

Cette dernière solution présente l'avantage de la continuité et de l'efficacité, mais elle ne sera pas facile à mettre en place s'il y a trop d'artésianisme en fondation.

6 - REMETTRE EN ÉTAT ET ENTRETENIR LES SORTIES DU DRAIN

C'est une option si simple que son rappel pourrait paraître superflu s'il n'y avait le contexte, très lourd, décrit précédemment.

Nous avons vu dans la première partie du document (§ 2.5.3.3 et § 3.7.1) que les sorties de drain sont souvent sommaires, quelquefois mal conçues ou réalisées avec peu de soin et, très souvent, mal entretenues et non fonctionnelles.

Cette situation doit être considérée comme un état pathologique dans la mesure où la perte d'efficacité des exutoires du drain par obstruction, ou destruction, permet une mise en charge permanente de celui-ci qui entraîne une augmentation des pressions interstitielles dans le remblai et une diminution du coefficient de stabilité du talus aval.

La remise en état et l'entretien des sorties du drain doit donc être considérée comme une option curative à part entière.

7 - SUPPRIMER LES PERCOLATIONS

On peut aussi envisager d'arrêter les écoulements à travers le remblai ou la fondation (ou les deux) par une coupure étanche. C'est, bien sûr, la solution la plus radicale pour lutter contre des suppressions dangereuses.

Si le débit de fuite à travers la fondation ou le remblai est important, ou si, par suite d'un confortement trop tardif du barrage, on a laissé se développer des zones d'écoulement préférentielles caractérisées (amorce de renard), la solution la plus sûre (la seule dans le deuxième cas) pour éviter un accident sera d'interrompre les circulations dans la fondation ou le remblai, par un traitement d'étanchéité.

L'interruption des percolations dans la fondation peut être réalisée par une paroi au coulis ou par des injections, en faisant intervenir des entreprises spécialisées.

Le procédé de la paroi au coulis consiste à entailler mécaniquement le terrain par une tranchée de 0,5 à 0,9 m de largeur (dimensions courantes) à l'aide d'une benne excavatrice et à substituer au terrain extrait, ceci dès la phase de perforation, un coulis de bentonite-ciment qui, après durcissement, constituera l'écran d'étanchéité. Cette technique de la paroi au coulis est le procédé le plus simple d'exécution d'un traitement d'étanchéité dans les terrains meubles.

L'écran d'injection est utilisé principalement pour étancher les fondations rocheuses fissurées. Il consiste à introduire dans les fissures des produits liquides qui vont remplir les vides avant de se solidifier et de constituer un écran étanche. L'injection se fait par l'intermédiaire de

forages sous la responsabilité d'entreprises spécialisées capables d'adapter les paramètres d'injection (maillage, pression d'injection, choix du coulis, etc...) à la nature des terrains à traiter pour obtenir de bons résultats.

Si les débits de fuite élevés ou concentrés n'intéressent que le remblai en terre, celui-ci peut être étanché par un écran vertical (paroi au coulis) comme précédemment, ou par une étanchéité superficielle du talus amont à l'aide d'une géomembrane (membrane bitumineuse ou membrane à base de polymères) raccordée à un niveau étanche en fondation (horizon naturel ou étanchéité artificielle).

Quelle que soit l'option retenue pour arrêter les percolations dans un barrage ou/et sa fondation, on s'assurera de son efficacité par des mesures piézométriques (prévoir plusieurs profils) et par un suivi du débit de drainage à l'aval. Une évolution à la hausse des niveaux piézométriques, ou des débits de drain, pour une même charge dans la retenue, indiquera une perte d'efficacité du traitement qu'il faudrait corriger.

Ces traitements d'étanchéité sont onéreux et nécessitent de faire appel à un bureau d'ingénierie spécialisé.

8 - RÉPARER LA CAUSE DES DÉSORDRES

Lorsque la sous-pression a une origine accidentelle telle que la fissuration d'un ouvrage en béton, la rupture de la conduite de vidange, d'un PVC, etc..., ces ouvrages devront être réparés localement pour éliminer l'origine de la sous-pression avant d'envisager tout autre traitement.

Si la sous-pression est liée au déboufrage d'une fissure, ou d'un karst, les vides seront injectés par du béton ou par un coulis de bentonite-ciment pour supprimer la cause des désordres.

Bien entendu, si la sous-pression provient de la perte d'efficacité d'un écran d'étanchéité, celui-ci devra être renforcé. Si la sous-pression est liée à un réseau de décompression par puits ou forages drainants déficients, ceux-ci devront être décolmatisés par hydrocurage lorsque cela est possible, ou bien reforés.

*

En matière de prévention ou de traitement des fortes pressions interstitielles dans un barrage en service ou sa fondation, les options sont nombreuses. Il faut aussi qu'elles soient exécutables aux meilleurs prix. L'option sera choisie en fonction du type de traitement (préventif ou curatif), de la taille du barrage, de l'importance des surpressions, des impératifs de chantier et, bien sûr, des risques pour la sécurité publique à l'aval. Mais, dans tous les cas, il vaut mieux anticiper les problèmes en réalisant un ouvrage soigné et bien drainé plutôt que d'avoir à maîtriser des pressions interstitielles anormalement élevées en cours d'exploitation.

3.14 – L'ÉROSION INTERNE

C'est le troisième type de pathologie lié à l'eau dans les sols.

3.14.1 - LE CONSTAT

8 accidents par érosion interne ont été recensés sur les barrages enquêtés dans le Sud-Ouest de la France en 40 ans. 5 ont eu pour origine une rupture de la conduite de vidange, 2 des désordres au niveau de l'évacuateur de crues, 1 des percolations en fondation. Les conséquences ont été très sérieuses pour 5 ouvrages.

Tous les départements enquêtés ont été touchés par ce type de problème qui apparaît comme la cause la plus importante de désordre sur les barrages en terre.

L'érosion interne représente 47 % (8 sur 17) des accidents recensés et 50 % des accidents liés à l'eau dans le sol (8 sur 16). Le nombre d'accidents par érosion est donc, à lui seul, aussi important que le nombre d'accidents par perte de stabilité à la construction et en exploitation cumulés.

Le phénomène d'érosion interne peut être très grave. Il défie souvent toutes les prévisions et tous les calculs. Cependant, un certain nombre de précautions peuvent être prises pour se prémunir contre ce type de désordre ou pour le maîtriser. C'est ce que nous allons essayer de préciser ci-dessous après avoir rappelé les mécanismes de l'érosion interne⁷⁶.

3.14.2 - LE MECANISME DE L'ÉROSION INTERNE

Le phénomène d'érosion interne est en relation avec la circulation de l'eau dans les sols de fondation ou du remblai.

Si la force de percolation est suffisamment importante, l'eau va arracher sur son parcours des particules de terre et les expulser à l'aval du barrage en émergeant à une vitesse suffisante.

L'érosion interne est donc le résultat de deux mécanismes :

- l'arrachement de matière ;
- et le transport de celle-ci jusqu'à un exutoire où les particules sont expulsées.

1 - L'ARRACHEMENT DE MATIÈRE

C'est la première phase du phénomène d'érosion interne. La déstabilisation des particules d'un sol peut être d'ordre physique, physico-chimique ou chimique.

⁷⁶ On pourra consulter le n°6 de Barrages et Réservoirs (publication CFG, 1997) sur ce sujet.

On distingue des processus qui agissent directement sur le déclenchement de l'érosion comme :

- l'entraînement des grains par le frottement de l'eau qui circule dans le sol à une vitesse V . Dans ce processus, simplement physique, l'entraînement de matière sera d'autant plus important que la vitesse d'écoulement sera élevée ;
- ou l'érosion régressive qui se produit à partir du point d'émergence de l'écoulement si la vitesse de l'eau à la résurgence est suffisamment grande pour engendrer des forces hydrauliques capables de vaincre les forces de liaison entre les grains (forces de cohésion, forces de pesanteur) et d'expulser les particules solides.

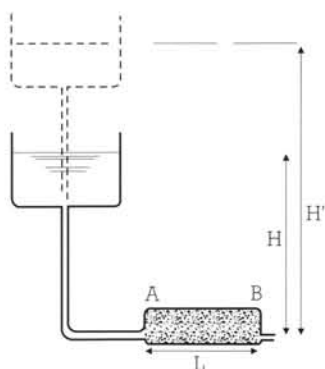
Ce processus peut être illustré par une expérience simple de laboratoire. Soit un tube AB de longueur L rempli de sable. L'une des extrémités est reliée à un récipient plein d'eau à une hauteur H . Un écoulement s'établit entre A et B à la vitesse :

$$V = k i \quad (\text{loi de Darcy})$$

$$\text{ou : } V = k H/L$$

avec : k perméabilité du sable

Si on élève le réservoir d'eau progressivement la vitesse de percolation augmente (L restant constant). L'expérience montre qu'à un moment donné le courant qui traverse le tube entraîne des grains de sable à la sortie B.



Il existe donc une vitesse critique de percolation :

$$V_{cr} = k H/L.$$

L'expulsion de particules réduit alors la longueur de percolation à travers le sable du tube AB en ayant pour effet d'augmenter le gradient hydraulique de l'écoulement et la vitesse de sortie de l'eau. Le processus d'érosion va s'auto-entretenir en progressant de B vers A.

Le même mécanisme peut exister dans un remblai ou dans une fondation, où il évolue de l'aval vers la retenue qu'il atteindra si aucune barrière ne vient s'y opposer.

Les autres processus d'arrachement de matière agissent indirectement en préparant le sol à la déstabilisation. C'est le cas :

- du phénomène de boulangé. La boulangé est un état du sol qui tend à annuler toute force entre les grains. Lorsque la poussée de l'eau qui s'exerce sur un volume de sol (force verticale ascendante) devient égale à la contrainte effective (poids des terres) le sol est en état de boulangé. Les grains solides qui ne sont plus liés entre eux deviennent plus faciles à déplacer par le fluide qui circule et qui les entraîne ;
- du phénomène de débouillage. Ce phénomène correspond à un déplacement massif de matière piégée, par exemple, par un rétrécissement ou une courbure de la section d'écoulement. L'eau accumulée à l'amont du « bouchon » exerce une pression qui peut devenir suffisante pour déstabiliser les matériaux et les entraîner vers l'aval. Le phénomène de débouillage qui peut se produire dans un conduit fossile de la fondation (karstification), un joint de stratifi-

cation, une fissure du milieu, un contact médiocre remblai-ouvrage rigide, intéresse le phénomène d'érosion interne en ce sens qu'il crée de nouvelles conditions de circulation de l'eau qui seront éventuellement plus agressives et aptes à entraîner des particules de terre ;

- du phénomène de défloculation. Ce processus physico-chimique va augmenter les risques de déstabilisation du sol en agissant sur la charge des particules d'argile et en modifiant l'arrangement des assemblages. Les particules de sol plus petites deviennent plus vulnérables. Ce processus physico-chimique est particulièrement sensible pour les argiles dispersives où les micelles peuvent être réduites à la taille du feuillet. Les petites particules entraînées par le fluide de percolation conduiront à la formation d'un sol plus squelettique et plus perméable dans lequel l'eau qui circule à une vitesse plus grande sera encore plus déstabilisante et entraînera des particules plus grosses, etc... ;
- du phénomène de dissolution qui entraîne une perte de matière d'origine physique ou chimique. L'augmentation des vides du milieu sera, comme ci-dessus, à l'origine de nouveaux écoulements et du déclenchement éventuel de l'érosion des grains.

Tous ces processus d'entraînement, d'érosion régressive, de boulangerie, de débouillage, de défloculation, de dissolution peuvent agir séparément ou se combiner pour modifier le régime des percolations internes et déclencher le phénomène d'érosion qui nous préoccupe ici.

2 - LE TRANSPORT

Les phénomènes d'arrachement de matière que nous venons de décrire n'auraient pour toute conséquence qu'une augmentation locale de la perméabilité du milieu immédiatement compensée par un colmatage aval, s'ils n'étaient relayés par le transport des matériaux déstabilisés jusqu'à un exutoire où ceux-ci sont éliminés.

Le phénomène de transport est donc la deuxième exigence du processus d'érosion interne. L'élément moteur du transport est l'eau qui percole à une vitesse V de l'amont vers l'aval.

La zone d'émergence des percolations devient tout naturellement l'exutoire des particules arrachées au remblai ou à la fondation. Il s'agit, le plus souvent, du talus aval ou du pied aval du barrage comme nous l'avons vu aux § 3.13.2 et 3.13.3. Mais c'est aussi, quelquefois, une zone interne telle que :

- un sol grossier de la fondation ou du remblai qui ne satisfait pas les conditions de filtre avec les matériaux contigus (fondation hétérogène mettant en contact une argile ou un limon avec une grave, un contact noyau argileux avec une recharge grossière, etc...);
- un drain grossier, un puits de décharge mal exécuté (pas de filtre entourant la crépine) ;
- une grosse fissure, ou une cavité de la fondation (karstification) ;
- un ouvrage rigide accidenté (conduite de vidange ou galerie fissurées, conduit de drainage déboîté, etc...);
- un mauvais contact remblai-fondation ou remblai-ouvrage rigide ;
- le terrier d'un animal, une empreinte racinaire, etc...

Le phénomène d'érosion interne sera d'autant plus difficile à suspecter qu'il aura un exutoire interne caché.

3.14.3 - GRADIENT HYDRAULIQUE ET VITESSE CRITIQUE DE PERCOLATION

Ces deux notions sont fondamentales dans le processus d'érosion interne. Elles interviennent à tous les stades d'arrachement des grains ou de transport.

Le gradient hydraulique est représenté par :

$$i = H/L$$

avec : H charge hydrostatique
L longueur de percolation

La vitesse de percolation est représentée par :

$$v = k i$$

avec : k coefficient de perméabilité du sol
i gradient hydraulique

Lorsqu'il y a un arrachement de particules dans le sol, la vitesse de percolation est nécessairement une « vitesse critique » pour le milieu traversé par l'écoulement. Elle peut être atteinte par une augmentation de k ou une augmentation de i.

On admettra aisément qu'il est difficile de connaître dans le détail les variations de la perméabilité au sein d'un remblai ou d'une fondation, comme il est difficile d'estimer les pertes de charges le long des filets liquides autrement que d'une manière globale entre l'amont du barrage et un exutoire connu (drain, recharge, pied aval, puits, etc...).

Le gradient hydraulique global est, finalement, le seul paramètre aisément quantifiable. C'est aussi un paramètre modulable. Si on admet que H est une valeur définie au projet (hauteur d'eau), la valeur de i dépend de L c'est-à-dire de la longueur de percolation sur laquelle on peut agir. C'est ce que l'on fait en s'appuyant sur la règle empirique de Lane pour se préserver d'un phénomène d'érosion interne en fondation.

Lane a démontré, par l'étude du comportement de 280 barrages en béton sur des alluvions diverses, qu'il existait une longueur critique de percolation en fonction de la nature des sols, donnée par la relation suivante :

$$C = (\Sigma L_v + 1/3 L_h) / H$$

avec : ΣL_v somme des distances verticales le long du parafouille
 L_h distance horizontale parcourue par l'eau sous l'ouvrage (le coefficient 1/3 tient compte du fait que la perméabilité horizontale est supérieure à la perméabilité verticale dans les sols alluvionnaires).
 H charge hydrostatique totale
 C coefficient dépendant de la nature du sol (cf. tableau ci-dessous)

Nature du sol	C (valeur maxima)
Sable très fin ou silt	8,5
Sable fin	7
Sable moyen	6
Sable grossier	5
Gravier fin	4
Gravier moyen	3,5
Gravier grossier et pierres	3
Galets, pierres et graviers	2,5
Argiles	2
Argiles raides	1,8

L'application de cette relation, bien qu'elle ne soit pas exactement extrapolable à la fondation d'un barrage en terre déformable⁷⁷, donne un ordre de grandeur de la longueur de percolation susceptible de protéger la fondation d'un barrage du phénomène d'érosion interne et on l'applique couramment.

Ceci revient à définir un gradient hydraulique critique :

$$i_{cr} = H / (\Sigma L_v + 1/3 L_h) = 1 / C$$

en fonction de la nature des sols et à le respecter.

Dans la pratique, chaque fois que le gradient calculé entre l'origine d'un écoulement et un exutoire connu, ou possible, ne sera pas inférieur au gradient critique⁷⁸ correspondant aux matériaux concernés par l'écoulement, on modifiera la structure du barrage en allongeant les percolations autant que faire ce peut, ou bien on bloquera par des filtres toute possibilité d'entraînement des fines par l'élément liquide, ou bien encore on s'opposera à toute percolation par la mise en place d'écrans pour protéger l'ouvrage, ou une partie de l'ouvrage, de l'érosion interne (ces options seront développées ci-après).

Les mêmes précautions devront être prises pour un grand ou un petit barrage. Il ne faut pas croire, en effet, qu'un petit barrage soumis à une faible charge est moins vulnérable qu'un grand sur ce point. Les gradients hydrauliques sont du même ordre de grandeur dans les deux cas et les précautions techniques doivent être les mêmes.

Si l'ouvrage est conforme aux règles de l'art en matière de choix technique et s'il est bien réalisé, le phénomène d'érosion interne ne peut plus se produire qu'accidentellement.

⁷⁷ La règle de Lane est par contre directement applicable aux percolations sous un évacuateur de crues de surface ou le long d'une canalisation.

⁷⁸ On notera que le gradient hydraulique critique peut être très inférieur à 1.

3.14.4 - LES PRINCIPAUX TYPES D'ÉROSION INTERNE. EXEMPLES D'ACCIDENTS

Selon les conditions hydrauliques d'écoulement à travers le massif ou la fondation, on peut distinguer deux types d'érosion interne :

- le renard issu d'une circulation concentrée ;
- la suffusion résultant d'une circulation diffuse dans les espaces interparticulaires du sol.

3.14.4.1- LE RENARD

Le renard qui doit son nom à sa forme de terrier est, des deux types d'érosion interne, le plus dangereux. Son diamètre peut varier de quelques centimètres, à plusieurs dizaines de centimètres, voire plus d'un mètre. Son développement peut se faire en quelques jours, quelques mois ou quelques années.

Il se développe à partir d'une zone d'écoulement préférentielle par érosion régressive essentiellement.

On peut imaginer toutes sortes de zones d'écoulement préférentielles dans un remblai ou une fondation. Un milieu hétérogène justifiant de forts contrastes de perméabilité, un contact médiocre remblai-fondation ou remblai-ouvrage rigide, une mauvaise liaison entre deux couches de remblai à la suite d'une mauvaise scarification, une fissure, une empreinte racinaire, etc... sont d'excellentes zones de percolation de l'eau.

Le processus d'érosion le plus spectaculaire serait celui qui se produirait dans un remblai à partir d'une fissure amont-aval. Il conduirait à un accident au premier remplissage (sauf fracturation hydraulique dans un noyau mince, cette situation est peu probable).

En fait, il n'est pas nécessaire d'avoir un vide continu de l'amont à l'aval du barrage pour que se développe un renard et c'est là qu'est le piège. Ce qui est nécessaire, c'est d'avoir un gradient hydraulique élevé ($i \geq i_{cr}$) entre deux points du remblai ou entre l'amont du barrage et le point d'émergence des écoulements.

Ces gradients élevés peuvent avoir trois origines :

- une erreur de conception du barrage ;
- des négligences de chantier ;
- une cause accidentelle.

1 - L'ERREUR DE CONCEPTION

L'exemple type sera emprunté au barrage de GOURDON⁷⁹ (Lot).

Ce barrage de près de 10 m de hauteur avec des pentes de talus de 1/1,7 et 1/1,5 a été construit avec des petits enrochements. L'étanchéité de l'ouvrage est assurée par une géomembrane bitumineuse sur le talus amont qui vient s'ancrer dans un tapis d'argile de 2 m d'épaisseur assurant l'étanchéité dans le fond de la vallée (figure 45).

⁷⁹ Ouvrage hors enquête connu de l'auteur.

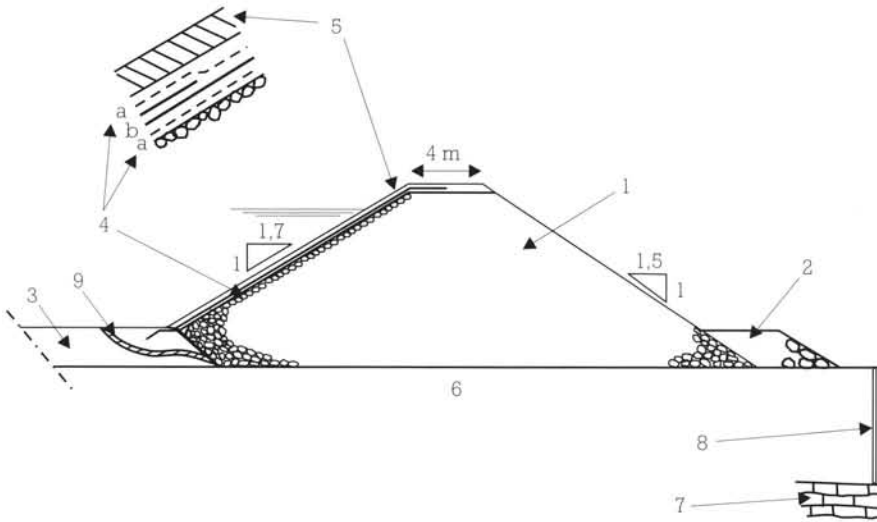


Figure 45 – Profil type du barrage de GOURDON (Lot).

- | | |
|-------------------------------------|--|
| 1 – remblai en enrochements 0/80 mm | 5 – enrochements de protection 0/400 mm |
| 2 – enrochements 0/400 mm | 6 – remplissage alluvionnaire hétérogène |
| 3 – tapis d'argile (ép. 2 m) | 7 – socle calcaire |
| 4 – traitement d'étanchéité | 8 – piézomètre |
| a) géotextile anti-poinçonnement | 9 – renard |
| b) membrane bitumineuse | |

Les règles de filtre ne sont pas respectées entre le tapis d'argile et les enrochements du massif (pas de couche de transition entre les parties 1 et 3 du profil type).

Cette erreur de conception aura des conséquences très graves puisqu'elle conduira à la formation de deux renards au pied du barrage en moins de deux ans. Pourquoi ?

Le tapis d'argile n'est pas parfaitement étanche contrairement à une géomembrane. Des percolations vont s'y produire sous un gradient hydraulique élevé (en fond de vallée, i est de l'ordre de 1,5 alors que le gradient critique dans une argile est de l'ordre de 0,5).

Ceci a entraîné une vitesse critique de percolation à l'exutoire (le massif d'enrochements) qui va déclencher deux phénomènes d'érosion régressive. L'arrachement de particules d'argile et leur expulsion dans le massif en enrochements seront facilités ici par l'absence de filtre entre les deux types de matériaux. L'érosion aboutira à la formation de deux renards de 0,1 m et de 0,15 m de diamètre qui seront obturés, après une vidange totale de la retenue, par l'injection d'un coulis d'argile ciment épais⁸⁰.

⁸⁰ Les quantités de coulis injectées ont été respectivement de 2,8 m³ et 5,8 m³. Une partie du coulis a probablement diffusé dans les enrochements.



*Photographie – 45 Barrage de GOURDON (Lot).
La photographie montre l'un des « renards » au
pied amont du barrage.*

L'exploitation du barrage est actuellement satisfaisante bien que le respect des conditions de filtre ne soit toujours pas assuré entre les matériaux du tapis et les enrochements. L'ouvrage est suivi.

2 - DES NÉGLIGENCES DE CHANTIER

La rupture du barrage de S^t JULIEN DES LANDES (Vendée)⁸¹ sanctionne des négligences de construction graves.



Photographie 46 – Barrage de SAINT JULIEN DES LANDES (Vendée). Vue générale après la rupture.

⁸¹ Ouvrage hors enquête.

Ce barrage, situé sur une fondation argileuse, est un remblai en argile de 8 m de hauteur dont les pentes de talus sont de 1/2,5 à l'amont et à l'aval. Il est construit avec des matériaux moyennement plastiques, cohérents et imperméables à la densité du Proctor normal.

Cet ouvrage a été étudié et bien calculé. La mise en place des terres de remblai a été correctement réalisée mais l'étanchéité autour de la conduite de vidange a été négligée. La canalisation sous remblai, constituée par des buses de béton de 1 m de diamètre reliées par des joints toriques, a été posée dans une tranchée de grande section. Après sa mise en place, la fouille a été remblayée par les matériaux argileux de déblais mal compactés. Le contact massif-conduite est très médiocre et présente une succession de zones peu compactes, perméables (voire probablement des vides) qui vont concentrer les écoulements et de zones saines qui vont être soumises à de fortes pertes de charge et à des gradients d'écoulement supérieurs au gradient critique pour les matériaux.



Photographie 47 – Barrage de SAINT JULIEN DES LANDES (Vendée). Le renard vu de l'amont après l'extraction de la conduite de vidange.

Le phénomène d'érosion régressive qui va se développer ici va progresser par « sauts » le long de la conduite, avant de se généraliser à toute la canalisation en provoquant un débouillage massif des terres et l'expulsion de quelques éléments de la conduite vers l'aval pour une charge hydraulique dans la retenue de l'ordre de 3 m.

A l'issue du processus, un renard de 1,5 m de diamètre sera creusé de l'aval à l'amont du barrage (photographies 46 et 47). Le remblai en argiles bien compactées ne s'est pas rompu.

La réparation a nécessité l'ouverture d'une brèche de grande largeur au centre du remblai pour la pose d'une conduite de vidange en acier dans de bonnes conditions et la reconstruction du remblai au niveau de la brèche.

3 - UNE CAUSE ACCIDENTELLE

Dans la population des barrages enquêtés, la plupart des phénomènes d'érosion interne ont eu une origine accidentelle qui a entraîné une augmentation du gradient hydraulique d'écoulement.

L'augmentation du gradient hydraulique ($i = H/L$) peut intervenir de deux manières :

- par une augmentation de la charge H ;
- par une diminution de la longueur de percolation L .

L'augmentation de la charge peut se produire en période de crue ou après une rehausse importante du seuil déversant (aucun accident de ce type n'est à signaler parmi les barrages enquêtés).

La diminution de la longueur de percolation peut résulter d'un plus grand nombre d'événements :
 ⇒ de la rupture d'une canalisation (conduite de vidange ou drain en plastique). La zone de rupture qui est une ouverture sur l'extérieur devient le nouvel exutoire des écoulements internes. La longueur de percolation des filets liquides à l'amont est raccourcie et le gradient hydraulique peut devenir un gradient critique.

⇒ de la fissuration des sols en relation avec :

- des contraintes de traction dans le massif qui dépassent la résistance des matériaux ;
- des tassements différentiels ;
- des phénomènes de claquage hydraulique ;
- des phénomènes de retrait des terres cohésives.

La fissuration du sol, où qu'elle soit, augmente le gradient hydraulique des écoulements dans la zone saine (il n'y a pas de perte de charge dans une fissure ouverte). La vitesse de percolation des filets liquides à l'émergence peut devenir une vitesse critique capable de déclencher un phénomène d'érosion régressive.

⇒ de la présence de terriers d'animaux fouisseurs ou d'empreintes racinaires. Ils jouent le même rôle qu'une fissure en augmentant le gradient hydraulique des percolations dans le massif.

⇒ de la réactivation de vides préexistants dans la fondation (cavités karstiques ou renards fossiles) par débouillage ou dissolution des bouchons qui modifient les conditions d'écoulement en devenant, éventuellement, le nouveau point d'émergence des percolations.

C'est à la diminution de la longueur de percolation à travers le massif ou la fondation que l'on doit la plupart des accidents survenus sur les barrages du Sud-Ouest de la France.

62 % (5 sur 8) des phénomènes de renard relevés par l'enquête sont liés à une rupture de la conduite de vidange. Nous décrirons ci-après le scénario de l'accident du barrage de BUGET (Haute-Garonne) et celui du barrage de LA PRADE (Gironde) pour mieux comprendre le mécanisme de l'érosion interne.

Le barrage de BUGET est un remblai en terre homogène de 10,5 m de hauteur avec des pentes de talus de 1/3 à l'amont et 1/2,5 à l'aval et un drain vertical central de 0,5 m d'épaisseur s'évacuant à l'aval par des collecteurs aveugles. Cet ouvrage possède à sa base une conduite

de vidange en acier Ø 200 mm enrobée par des argiles compactées, avec 3 écrans antirenards en acier sur sa longueur et une vanne papillon à l'aval.

En juillet 1981, soit 10 mois après la mise en eau de la retenue, des pêcheurs constatent que le plan d'eau se vide par un orifice de 30 cm sur le talus aval à environ 1,5 m au-dessus de la conduite. Après ouverture de la vanne de vidange, la fuite s'interrompt. Cette manœuvre met en évidence une relation entre la conduite et l'orifice sur le talus.

La rupture de la canalisation qui s'est produite ici au niveau d'une soudure est consécutive à un tassement de la fondation alluvionnaire sous le poids du remblai. La conduite étant en charge (une seule vanne à l'aval), la forte pression hydraulique qui s'est exercée par la fissure sur les terres compactées du remblai a provoqué un claquage hydraulique des terrains. Il s'en est suivi un écoulement ascendant de l'eau jusqu'à un niveau du remblai plus perméable correspondant à l'interface de deux couches compactées mal scarifiées, ou à la surface d'une couche microfissurée par dessiccation des terres à un arrêt de chantier⁸². Les circulations d'eau trouveront un exutoire sur le talus aval (figure 46) et développeront un phénomène d'érosion régressive qui conduira, finalement, à l'ouverture d'un renard de 0,3 m de diamètre (photographie 48).

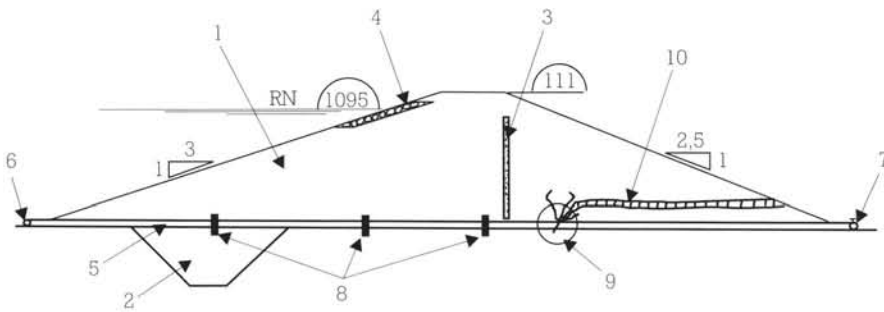


Figure 46 – Profil type du barrage de BUGET (Haute-Garonne).

- | | |
|----------------------------------|------------------------------------|
| 1 – remblai | 6 – crêpine |
| 2 – tranchée d'ancrage | 7 – vanne aval |
| 3 – drain cheminée | 8 – écran antirenard |
| 4 – revêtement protecteur | 9 – zone de rupture de la conduite |
| 5 – conduite de vidange Ø 200 mm | 10 – renard |

Si on fait le calcul du gradient hydraulique de sortie des écoulements dans la partie aval du barrage concernée par le phénomène, on constate qu'il est globalement assez faible pour des argiles raides (0,5 - 0,6). Mais, en fait, le gradient hydraulique critique qui a déclenché le phénomène d'érosion est bien supérieur dès lors que l'on tient compte de la fissuration des terres autour de la conduite. Une fissure, dans laquelle il n'y a pas de perte de charge, a pu transférer plus à l'aval toute la pression hydraulique imposée par la retenue et augmenter le gradient hydraulique de sortie jusqu'à une valeur critique qui a déclenché le processus d'érosion.

⁸² Le renard est horizontal sur presque toute sa longueur.

Le flot d'eau boueuse qui s'est échappé par l'ouverture aurait pu entraîner la rupture du barrage sans la perspicacité du maître d'ouvrage qui est intervenu rapidement pour obturer la conduite de vidange à l'amont.

Les travaux de confortement réalisés ensuite ont consisté à ouvrir une tranchée à l'aval du barrage pour dégager la conduite et la zone de rupture, puis à poser un collier en acier au niveau de la fissure, avant de remblayer la fouille. L'ouvrage se comporte correctement depuis les travaux de confortement en 1981.



Photographie 48 – Barrage de BUGET (Haute-Garonne). Le renard vu de l'aval.



Photographie 49 – Barrage de LAFAGE (Aude). Conduit fossile dans le substratum marneux de la retenue.

Le scénario de l'accident du barrage de LA PRADE, qui retient près de 1 hm^3 d'eau, est assez voisin du précédent. Le barrage de LA PRADE est un remblai zoné de 5,5 m de hauteur et de 350 m de longueur en crête représenté par la figure 47. Il est construit sur 16,5 m de sables fins argileux et d'argiles vasardes à débris végétaux, semi-perméables et assez compressibles.

L'ouvrage de prise d'eau est constitué par une tour en béton armé équipée de vannages et reliée, au niveau du radier, à une conduite de vidange en acier en $\text{Ø} 1000 \text{ mm}$ de 11 mm d'épaisseur munie d'une vanne plate amont et de 2 piquages à l'aval en $\text{Ø} 400 \text{ mm}$. Pour tenir compte des tassements prévisibles de la fondation, la conduite de vidange n'a pas été enrobée de béton mais recouverte d'un enduit bitumineux et posée dans une fouille préalablement façonnée en berceau, puis entourée par des argiles compactées en couches minces de 0,1 m. L'ensemble constitue un enrobage souple.

Trois écrans anti-renards en acier de 2,2 m x 2,2 m sont soudés à la conduite. Un rideau de palplanches de 2 500 m^2 dans les alluvions semi-perméables complète l'aménagement de cet ouvrage réalisé avec soin.

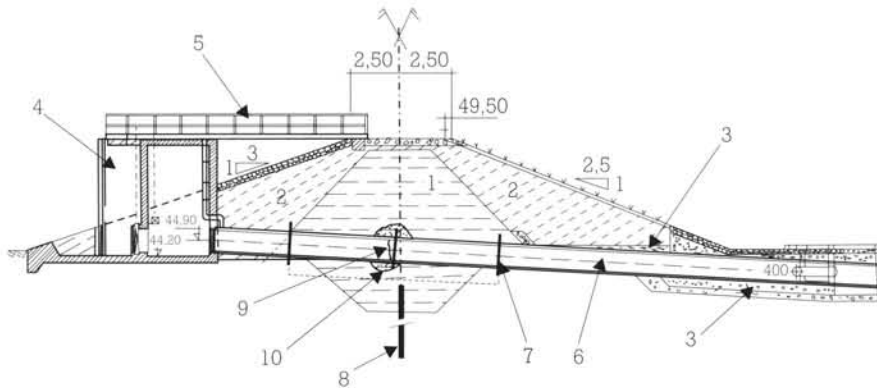


Figure 47 – Coupe transversale du barrage de LA PRADE (Gironde) dans l'axe de prise et de vidange.

- | | |
|---------------------------------|--|
| 1 – noyau argileux | 6 – conduite de vidange $\text{Ø} 1000 \text{ mm}$ |
| 2 – recharges limono-sableuses | 7 – écran anti-renard |
| 3 – tapis drainant | 8 – rideau de palplanches |
| 4 – tour de prise avec vannages | 9 – zone de rupture de la conduite |
| 5 – passerelle de service | 10 – cavité |

La retenue de LA PRADE a été mise en eau à l'automne 1982. Fin 1987, des travaux entrepris pour le déblocage de la vanne amont de la prise d'eau ont permis de découvrir, fortuitement, l'existence d'une fissure dans la partie centrale de la conduite de vidange. Celle-ci a 3 cm de large au niveau de la génératrice inférieure de la conduite et se réduit ensuite progressivement pour disparaître à hauteur du diamètre. Le profil en long de la conduite marque une flèche de 0,25 m au niveau de la rupture.

L'origine de l'accident ne fait aucun doute. Il est consécutif au tassement de la fondation et aux efforts de traction qui ont été exercés sur la conduite jusqu'à atteindre sa rupture dans une zone où la microstructure de l'acier avait été affaiblie par la soudure d'un écran anti-renard. Cette fissure accidentelle a eu deux conséquences importantes.

Elle a modifié les écoulements internes en déplaçant le point d'émergence des percolations vers l'amont, ce qui a raccourci de près de moitié la longueur du trajet des filets liquides dans le noyau par rapport aux prévisions de projet (le drain de projet se situait à la base de la recharge aval). Elle a augmenté, de ce fait, le gradient hydraulique des écoulements dans le noyau. La vitesse d'émergence de l'eau à la fissure est alors suffisamment grande pour arracher des particules solides et les entraîner à l'intérieur de la conduite. L'érosion créera une cavité de l'ordre de 3 m^3 qui aurait fini par entraîner un fontis dans le remblai, si l'accident n'avait pas été découvert en 1987 et traité sans délai.

Le confortement entrepris en février 1988 et réussi, a consisté à injecter un coulis à base de ciment et de bentonite à très faible pression dans la cavité puis à consolider l'intérieur de la conduite par la soudure d'une virole en acier de 11 mm d'épaisseur et de 0,8 m de largeur.

Les accidents ou les désordres liés à la présence de terriers ou à des vides préexistants en fondation sont plus exceptionnels, mais ils existent.

Les phénomènes d'érosion interne qui se sont développés dans la retenue du barrage de LAFAGE (Aude)⁸³ sont liés à la présence de renards fossiles (ou de mini-karstifications) de 0,15 à 0,2 m de diamètre dans le sous-sol marno-calcaire de celle-ci (photographie 49).

Ces vides vont servir d'exutoire aux percolations à travers les alluvions sus-jacentes. De ce fait, la longueur de percolation dans les sols de couverture est très réduite et le gradient hydraulique de sortie des écoulements est suffisamment élevé (de 1 à 3) pour déclencher plusieurs phénomènes d'érosion régressive dans les alluvions qui vont prolonger les conduits du substratum et entraîner, finalement, une vidange partielle de la retenue en débouchant dans la cuvette.

Malgré les interventions ponctuelles par injection de coulis de ciment dans les ouvertures visibles, cette retenue n'est toujours pas totalement étanchée et ne se remplit qu'à moitié (la solution d'imperméabilisation de la cuvette par une géomembrane a été jugée trop onéreuse par le maître d'ouvrage).

Au barrage d'AZAS en Haute-Garonne ($H = 8 \text{ m}$, pentes des talus 1/2,5 et 1/2 avec drain vertical central), ce sont les galeries creusées par des ragondins pendant la campagne d'irrigation 1998 qui mettent l'ouvrage en péril.

Chaque galerie de 0,2 à 0,3 m de diamètre sur une longueur de 3 à 3,5 m se termine, probablement, par une chambre de nidification creusée hors d'eau par l'animal. La photographie 50 montre que les galeries jalonnent les principales étapes de l'irrigation 1998 marquées par une petite marche de batillage à chaque arrêt prolongé du pompage.

La retenue d'AZAS a été remise en eau par nécessité en 1999 sans aucun traitement confortatif préalable. Le remblai risque de développer un phénomène d'érosion interne. Pourquoi ?

L'eau de la retenue pénètre dans les terriers et l'équipotentielle de charge maximum H est ramenée à 3 ou 4 m à l'intérieur du remblai. Le gradient hydraulique des écoulements entre cette

83 Barrage hors enquête.

équipotentielle et l'exutoire des percolations internes, représenté ici par le drain cheminée central du barrage, a augmenté. L'ouvrage est fragilisé et pourrait développer un phénomène d'érosion interne si le massif présentait des irrégularités capables de concentrer les écoulements et si le sable du drain ne retenait pas les matériaux du remblai (non respect des conditions de filtre). Cet ouvrage doit être rapidement conforté.

Notons, enfin, que 25 % des accidents par « renard » relevés au cours de l'enquête, soit 2 sur 8, intéressent des évacuateurs de crues.

Les causes et les mécanismes de l'érosion interne sont les mêmes que ci-dessus : une zone de percolation préférentielle, une erreur de conception ou de construction, qui conduisent à une augmentation du gradient hydraulique des écoulements et, finalement, à une vitesse de percolation critique au point d'émergence, entraînant l'érosion des sols.

Les évacuateurs de crues des petits barrages sont souvent, comme on l'a vu au § 2.6, de conception rustique. 30 % d'entre eux sont constitués par un seuil et un chenal bétonné ou busé, suivi par un coursier en terre.

Ces structures, très fragiles, se prêtent à l'érosion mécanique des terres en tête de coursier. Les affouillements qui s'étendent peu à peu sous le radier du chenal vont renforcer le risque d'érosion interne en réduisant le chemin de percolation (L) sous l'ouvrage et en augmentant le gradient hydraulique des écoulements. Le risque d'érosion peut être accentué par l'augmentation de la charge (H) après une crue, ou après une rehausse du seuil déversant.



Photographie 50 – Barrage de AZAS (Haute-Garonne). Dégradation du remblai en terre par des terriers de ragondin. On notera la présence d'une galerie au-dessous de chaque niveau de marnage.

Ce phénomène a été observé au barrage de AUX AUSSAT (Gers) où la fosse de 3 m de profondeur creusée en tête de coursier aurait pu entraîner la formation d'un renard sous le chenal si le plan d'eau n'avait pas été rapidement abaissé (figure 48).

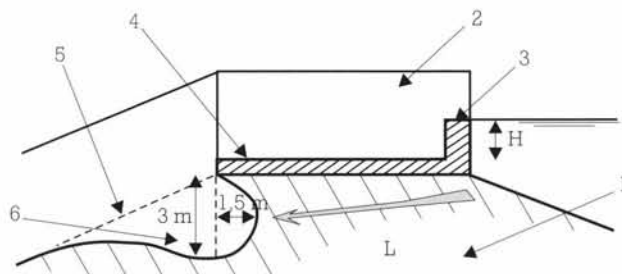


Figure 48 – Barrage de AUX AUSSAT (Gers).

1 – remblai
2 – évacuateur
3 – seuil déversant

4 – radier du chenal
5 – pente initiale du coursier en terre
6 – affleurement

Le déversoir du barrage de MOURGUES (Lot-et-Garonne), constitué par des enrochements jointoyés au béton, a développé un renard au centre du chenal (figure 49).

Cet accident est probablement lié à des malfaçons à la pose du revêtement en enrochements liés au béton qui ont permis à l'eau de s'infiltrer et de contourner l'ancrage du seuil.

Le renard a été obstrué par l'injection de près de 2 m³ de béton.

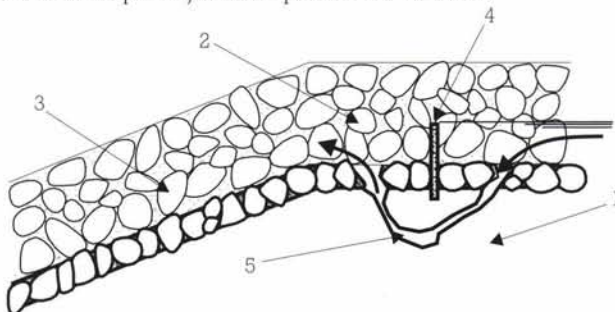


Figure 49 – Coupe schématique du phénomène d'érosion dans le chenal de l'évacuateur de crues du barrage de MOURGUES (Lot-et-Garonne).

1 – remblai
2 – chenal en enrochements liés au béton
3 – coursier en enrochements liés au béton

4 – seuil déversant
5 – renard

Sur le barrage de BOUSQUET (Lot-et-Garonne), un phénomène d'érosion régressive s'est développé au niveau du coursier mineur renforcé par des 1/2 buses. Sur cet ouvrage, très rustique, les 1/2 buses sont simplement posées sur une forme en terre. En tête, le contact terrain naturel - buses n'est pas renforcé par du béton (figure 50).

Lors d'une crue, le coursier a débordé et l'eau qui s'est infiltrée sous les buses a soulevé certaines d'entre elles. Après dislocation, l'eau a continué à percoler dans la fondation où elle a trouvé une zone de circulation préférentielle à partir de laquelle s'est développé un renard de 0,2 m de diamètre.



Figure 50 – Coupe schématique du coursier de l'évacuateur de crues du barrage de BOUSQUET (Lot-et-Garonne).

- 1 – berceau en terre
- 2 – ½ buse en béton
- 3 – zone d'érosion due au débordement en période de crue

3.14.4.2 – LA SUFFUSION

Alors que le renard est un processus d'érosion concentré dans un conduit, le phénomène de suffusion intéresse un volume de sol.

Ce phénomène correspond à un entraînement sélectif des petites particules les plus instables dans les espaces poreux interparticulaires d'un sol, par l'eau en mouvement.

On distingue deux types de suffusion :

- la suffusion interne qui correspond au lessivage des particules fines d'un milieu granulaire non auto-filtrant ;
- la suffusion externe qui se produit à l'interface de deux couches de sol de nature différente par élimination des fines de l'une dans les espaces interparticulaires de l'autre.

Il y a donc des matériaux intrinsèquement instables et des structures dangereuses.

1 - LA SUFFUSION INTERNE

Les sols sensibles au phénomène de suffusion interne sont les matériaux à granulométrie étendue ayant un coefficient d'uniformité $(D_{60} / D_{10})^{84}$ de 50 ou plus, et les sols à granulométrie discontinue ayant une faible proportion de fines (d'après Giroud J.P., 1997, les sols sensibles contiendraient moins de 17 à 30 % de fines si la fraction grossière a une granulométrie étroite et moins de 11 à 16 % si la fraction grossière a une granulométrie plus étendue). Dans ces sols, les fines, en trop petite quantité, n'occupent pas tout le volume des pores et l'eau qui percole peut les entraîner facilement. On dit qu'ils ne sont pas auto-filtrants.

84 On désigne par D_{60} et D_{10} le diamètre des tamis (ou du matériau de base) qui, sur la courbe granulométrique, donne les points d'ordonnée 60 % et 10 %.

Les matériaux d'altération des roches cristallines (arènes), les sables et graves avec fines et les matériaux hétérogènes ou ségrévés, sont souvent des matériaux qui peuvent donner lieu à ce type de désordre.

Dans ces milieux, les éléments fins sans cohésion sont déplacés et expulsés en premier. Les zones appauvries en fines et plus perméables concentrent alors les écoulements. Les vitesses de percolation deviennent de plus en plus agressives et entraînent, finalement, la démobilité des particules cohésives. Le processus peut se poursuivre impunément pendant des années, ou des dizaines d'années, jusqu'à laisser place à un sol squelettique dans lequel les débits de fuite deviennent suffisamment importants pour exiger une intervention corrective. Quelquefois, la structure très appauvrie en fines s'effondrera sur elle-même.

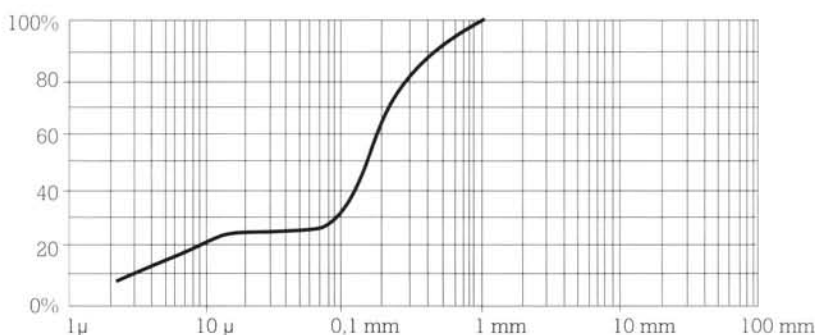


Figure 51 – Exemple de courbe granulométrique d'un matériau sensible à l'érosion.

Le phénomène de suffusion interne est un processus lent au départ et qui devient de plus en plus « performant ». Si le barrage est surveillé, il laisse en général le temps d'intervenir et de mettre en place une solution confortative mais, s'il n'est pas maîtrisé à temps, il peut conduire à des désordres graves (affaissements de l'ouvrage ou de la fondation par fontis).

2 - LA SUFFUSION EXTERNE

Par définition, les structures dangereuses correspondent aux milieux stratifiés ou lenticulaires qui mettent en contact un matériau fin et un matériau grossier ne satisfaisant pas les conditions de filtre.

Le risque de suffusion externe peut exister entre deux zones du remblai de nature différente, deux couches de fondation (les alluvions constituées de bicouches limon sur graves, ou argile sur graves, sont très sensibles à ce phénomène), ou à l'interface d'un remblai et de sa fondation. Ce type d'érosion se développe plus rapidement qu'un phénomène de suffusion interne.

Sur la digue d'AURENSAN (Gers) de 8 m de hauteur, en argiles compactées, la nappe ne s'évacue pas par le drain (ouvrage non drainé) mais est attirée par une couche de grave de la fondation au contact de l'ancrage (figure 52).

La condition de filtre n'est pas satisfaite entre les matériaux fins et grossiers en contact. Les éléments fins du remblai sont emportés par les courants d'infiltration à travers les graviers

jusqu'à l'exutoire naturel de cet horizon à 50 m à l'aval du barrage où elles sédimenteront. Parallèlement, une cavité se forme à l'intérieur du remblai. Son toit se décomprime et s'effondre peu à peu pour finir par déboucher sur la crête de l'ouvrage par un fontis de 0,8 m de diamètre après deux années d'érosion (photographie 51).

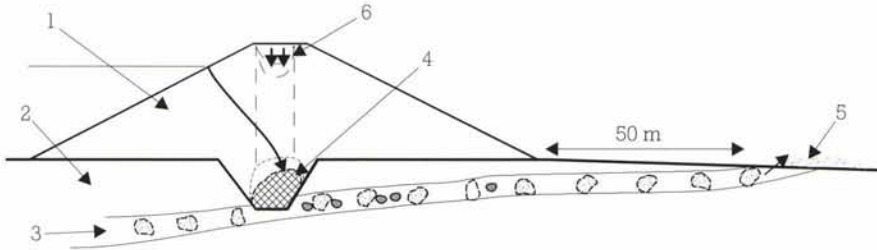


Figure 52 – Coupe schématique du barrage d'AURENSAN et de sa fondation.

- | | |
|---------------------------|------------------------|
| 1 - remblai | 4 - cavité |
| 2 - fondation imperméable | 5 - expulsion de fines |
| 3 - fondation perméable | 6 - fontis |

Les analyses minéralogiques des matériaux expulsés à la résurgence confirment le caractère sélectif de la suffusion qui emporte d'abord les petites particules les plus instables, c'est-à-dire les moins cohésives, avant d'entraîner l'ensemble des grains. A AURENSAN, les particules expulsées contiennent en effet deux fois plus de quartz que d'argile, alors que les matériaux du remblai sont riches en minéraux argileux (tableau 57). La courbe granulométrique de la figure 53 confirme la petitesse des grains expulsés (poussière de quartz essentiellement).



Photographie 51 – Barrage d'AURENSAN (Gers). Fontis de 0,8 m de diamètre en crête d'ouvrage.

AURENSAN est un exemple classique de suffusion externe. Il n'est pas impossible que des phénomènes de suffusion aient précédé ou accompagné le processus d'érosion régressive du barrage de LA PRADE (présence de sols non auto-filtrants dans le remblai).

Les phénomènes d'érosion interne peuvent être parfois très complexes et associer plusieurs processus.

Tableau 57 – Barrage d'AURENSAN (Gers). Composition minéralogique des matériaux du remblai et des matériaux expulsés à la résurgence d'après des analyses de diffraction aux rayons X.

(Le calcul des pourcentages de chaque espèce minérale a été fait par la méthode de l'addition des surfaces de pics sur le diagramme glycol)

	Quartz	Argiles	Feldspaths alcalins	Feldspaths plagioclases	Goëthite
Remblai	25,5 %	46,5 %	8 %	10 %	10 %
Matériaux expulsés	57 %	24 %	6 %	8 %	5 %

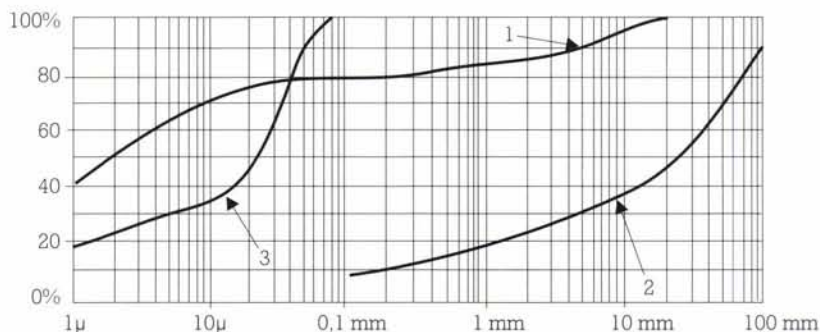


Figure 53 – Barrage d'AURENSAN (Gers). Courbe granulométrique des matériaux.

- 1 – matériaux du remblai
- 2 – niveau détritique grossier de la fondation
- 3 – matériaux expulsés à la résurgence

3.14.5 - LES METHODES DE DETECTION D'UN PHENOMENE D'EROSION INTERNE

3.14.5.1 – L'INSPECTION VISUELLE

L'inspection visuelle est le premier mode de détection d'un phénomène d'érosion interne. Mais la détection du phénomène n'est pas toujours facile.

Si l'exutoire des percolations est interne ou lointain (karst, fissure, couche grossière en fondation, massif d'enrochements), le processus d'érosion passera le plus souvent inaperçu et pourra ruiner l'ouvrage lorsqu'il arrivera à son terme, sans que l'on ait pu réagir.

Si l'exutoire est interne mais en relation avec l'extérieur (c'est le cas des incidents de conduite ou de tuyau de drainage) ou si l'exutoire des écoulements se situe sur le talus aval ou au pied aval du barrage, l'érosion interne se manifesterait par une venue d'eau anormale, par une augmentation du débit de fuite, ou une augmentation des niveaux piézométriques, non justifiés par l'augmentation de charge à l'amont, ou encore par l'émission d'eau trouble ou chargée.

L'inspection visuelle est un moyen peu coûteux de détecter, ou de suspecter, un phénomène d'érosion interne dans un barrage en exploitation.

Elle s'attachera à identifier :

- les zones de résurgence à l'aval d'un barrage qui sont souvent jalonnées par une végétation hydrophile (une source isolée sera facile à détecter alors qu'une concentration locale des écoulements dans une zone humide nécessitera beaucoup plus d'attention) ;
- les variations des niveaux d'eau sans raison apparente telles que l'augmentation d'un débit de drain ou la remontée brutale d'un niveau piézométrique qui sont symptomatiques d'une modification des écoulements internes susceptibles d'être en relation avec un phénomène d'érosion ;
- les affaissements ou les effondrements (fontis) dans la continuité d'un talus, de son revêtement protecteur ou d'une rive, qui matérialisent la disparition de matière à l'intérieur de l'ouvrage ou des appuis ;
- la présence d'eau chargée aux exutoires du drain ou à l'ouverture des vannes⁸⁵ ;
- les venues d'eau à l'interface du remblai et d'un ouvrage rigide ;
- l'existence de tourbillons dans la retenue indices d'une aspiration profonde, etc...

L'inspection visuelle sera éventuellement complétée par des mesures de turbidité et des analyses chimiques de l'eau de fuite pour déceler, ou confirmer, l'entraînement de fines ou de matériaux solubles.

Il est important de souligner que la surveillance visuelle régulière doit débiter à la mise en service de l'ouvrage pour avoir un état de référence et pour pouvoir détecter précocement un phénomène hydraulique anormal (sauf si l'exutoire des écoulements est interne).

Les accidents décrits ci-dessus ont tous été précédés de signes annonciateurs de désordres graves :

- une fluctuation anormale des niveaux piézométriques et du débit de fuite à l'aval du barrage de GOURDON ;
- des venues d'eau autour de la conduite de vidange dès le début du remplissage de la retenue à S' JULIEN DES LANDES ;
- une mouillère sur le talus aval du barrage de LA PRADE à proximité de la sortie de la conduite de vidange et une eau chargée au pompage ;
- la sédimentation de particules à la résurgence dans le cas d'AURENSAN.

⁸⁵ Une défection de la crépine ou son envasement peuvent, également, être à l'origine d'une eau chargée.

Ces indices n'ont pas été pris en compte par les maîtres d'ouvrages à leur apparition. S'ils l'avaient été, ils auraient permis, dans certains cas tout au moins, d'éviter les interventions lourdes et coûteuses qui ont été réalisées à l'issue des processus d'érosion.

L'exemple le plus significatif est celui du barrage de S^t JULIEN DES LANDES. L'humidité observée autour de la conduite de vidange, dès le début de la mise en eau de la retenue, aurait dû conduire à un arrêt immédiat du remplissage et à la vidange du réservoir. L'érosion interne aurait été stoppée à ses débuts et la réparation aurait pu être limitée à la mise en place d'un filtre autour de la partie aval de la conduite pour bloquer l'entraînement des particules. Le coût de cette réparation aurait été très inférieur à celui des travaux qui ont été réalisés après l'accident.

Dans le cas du barrage de LA PRADE, la prise en compte de la mouillère aurait conduit à une inspection approfondie du barrage et à la découverte de la fissure sur la conduite de vidange beaucoup plus tôt qu'elle ne le fut dans la réalité. Des travaux de réparation immédiats auraient probablement évité le processus d'érosion interne dans le noyau et le traitement curatif aurait été, peut être, limité à la réparation de la conduite.

A GOURDON, par contre, le phénomène d'érosion régressive dans le tapis d'argile ne pouvait pas être décelé visuellement avant qu'il n'arrive à son terme puisque l'exutoire des percolations anormales était interne (le massif d'enrochements). La compréhension des phénomènes aurait nécessité, ici, la réalisation d'études poussées et onéreuses. Elles auraient vraisemblablement conduit à des travaux de confortement également coûteux.

L'inspection visuelle suppose, bien sûr, un entretien régulier de l'ouvrage et de ses abords permettant de faire les observations. Elle nécessite des visites périodiques qui seront plus rapprochées en cas de suspicion d'un phénomène anormal (visites journalières).

Lorsqu'une anomalie de comportement semble se confirmer, elle doit être signalée rapidement à un organisme spécialisé qui évaluera la gravité des désordres et fera procéder, en cas d'incertitude sur l'origine des venues d'eau, à des reconnaissances complémentaires par des méthodes spécifiques.

3.14.5.2 – LES MÉTHODES GÉOPHYSIQUES

Sur un petit barrage on utilise essentiellement trois méthodes pour localiser les fuites, vecteurs potentiels d'érosion interne, dans un remblai ou sa fondation : la méthode des températures, la méthode d'électro-filtration et les traçages qui peuvent être couplées avec des techniques classiques (le n^o 6 de Barrages et Réservoirs, CFGB, 1997, fait une description exhaustive de tous les procédés actuels d'investigation et de détection des anomalies hydrauliques dans les barrages et les digues).

1 - LA MÉTHODE DE THERMOMÉTRIE PROFONDE

Cette méthode est utilisée sur les barrages en remblai de terre pour déceler les zones d'écoulement préférentielles depuis un peu plus de 15 ans.

Elle est basée sur l'évolution de la température de l'eau dans le remblai qui est influencée par les radiations solaires, la température de l'air et celle de l'eau de la retenue. Les deux sources de chaleur les plus influentes étant la température de l'air et de l'eau. La méthode des températures met à profit le décalage qui existe entre la température de l'eau et celle de l'air (les mesures les plus efficaces sont enregistrées pendant les périodes de décalage maximum, c'est-à-dire en hiver ou en été).

Les écoulements préférentiels qui se produisent dans un remblai vont avoir une température qui les rapproche de celle de l'eau de la retenue, ce qui permet de déceler les zones de fuites potentielles.

Les mesures de température sont effectuées selon des profils transversaux et longitudinaux dans des piézomètres ou dans des tubages creux battus dans le sol au marteau pneumatique jusqu'à 15 à 20 m de profondeur. Une chaîne de capteurs de température espacés de 1 m est introduite dans chaque tube et permet d'identifier la (ou les) zone(s) concernée(s) par des pics thermiques.

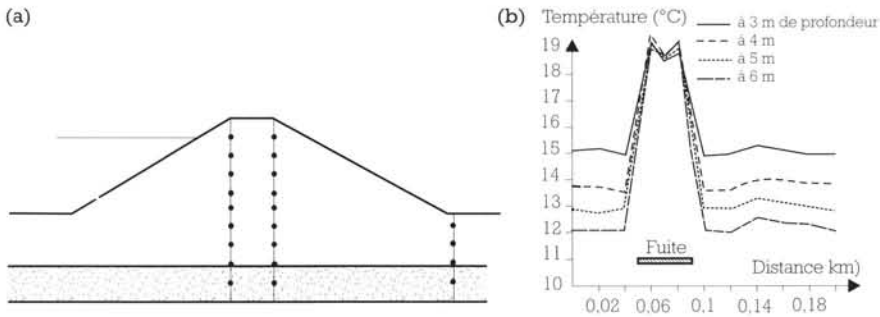


Figure 54 – La thermométrie profonde.

a) Schéma du dispositif de mesure

b) Exemple de fuite détectée par thermométrie profonde (extrait Kappelmeyer O., 1957 et 1985)

Les mesures sont fiables au-delà de 3 m de profondeur et rapides, ce qui permet d'identifier des phénomènes hydrauliques anormaux dans un ouvrage à un coût avantageux.

Cette opération est très efficace sur des ouvrages de grande longueur et de faible hauteur. La méthode thermométrique est également utilisée pour vérifier l'efficacité d'un écran d'étanchéité dans le remblai ou la fondation.

2 - L'ÉLECTROFILTRATION

La méthode de l'électrofiltration ou polarisation spontanée permet de mesurer, depuis la surface du sol, une différence de potentiel entre deux électrodes, l'une fixe loin de la zone étudiée, l'autre mobile le long d'un profil en travers ou en long de la digue. On mesure la différence de potentiel entre les deux sondes et on localise ainsi, grâce à des profils croisés, la (ou les) zone(s) d'anomalie(s) correspondant à l'entonnement de la (ou des) fuite(s).

Cette méthode donne également de bons résultats à un coût modéré.

3 - LES TRACAGES

Le procédé consiste à utiliser un traceur chimique (fluorescéine, rhodamine, chlorure de sodium), ou physique (confettis ou rubans), ou radio-actif (délicat à utiliser), pour repérer l'entonnement d'une fuite et sa résurgence.

Lorsque la zone de fuite est identifiée, on peut avoir besoin d'une reconnaissance plus détaillée pour ajuster le programme des travaux confortatifs. Celle-ci fera appel à des méthodes géophysiques (autres que celles déjà décrites) et/ou à des reconnaissances mécaniques traditionnelles (forages pour la recherche de cavités, sondages carottés avec analyses granulométriques et essais d'eau, mesures piézométriques renforcées⁸⁶, etc...) qui seront coûteuses.

Lorsque l'érosion interne est liée à la rupture accidentelle de la conduite de vidange, la position de la fissure sera recherchée à l'aide d'une caméra téléguidée, ou par l'observation directe si la conduite est visitable ($\varnothing > 800$ mm).

Les difficultés de l'intervention ne sont pas les mêmes selon que la conduite a une vanne à l'amont, ou à l'aval et que l'accident se produit pendant, ou hors période d'irrigation. Une vanne amont permet d'isoler facilement la conduite pour l'inspecter de visu (exemple du barrage de LA PRADE) ou avec une caméra téléguidée introduite depuis l'aval.

Dans le cas d'une vanne aval, le problème est beaucoup plus complexe. Il y a à la fois la difficulté d'accès à la conduite pour localiser la fissure, mais aussi l'urgence d'interrompre toute circulation d'eau qui alimente le phénomène d'érosion interne. Dans ce cas, il faut fermer la conduite à l'amont par un obturateur gonflable ou une bâche imperméable qui obture la crépine en intervenant sous plusieurs mètres d'eau (environ 4 à 5 m au barrage de BUGET ou l'entrée de la conduite a été fermée par des sacs de terre) ce qui représente une contrainte importante, avec des risques d'aspiration pour les plongeurs.

Il faut savoir que le travail en plongée est soumis à une réglementation draconienne depuis 1990 (décret n° 90-227 du 28 mars 1990 relatif à la protection des travailleurs en milieu hyperbare, complété par plusieurs arrêtés du 28/1/91, 28/3/91, 15/5/92 et par le décret n° 92-158 du 20/2/92 complété par la directive européenne du 24/6/1992 fixant les prescriptions d'hygiène et de sécurité applicable aux travaux dangereux). L'intervention sous l'eau se fait uniquement par des entreprises présentant toutes les qualifications et références requises par la Réglementation du Travail pour un chantier de ce type. Elle comprend, au minimum, une équipe de 3 personnes, dont 2 plongeurs et des personnels de surface et doit faire l'objet d'un plan de prévention qui sera établi avec le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre.

Après fermeture de la conduite à l'amont, la fissure pourra être détectée, comme précédemment, par une caméra téléguidée.

La position de la zone de rupture déterminera, bien sûr, l'importance des travaux de confortement.

⁸⁶ Les mesures piézométriques ne seront efficaces que si elles sont effectuées à proximité de l'anomalie qui se comporte comme un drain.

Dans le domaine particulier des accidents par érosion interne les reconnaissances et les décisions confortatives ne peuvent être prises que par des spécialistes.

3.14.6 - PRÉVENTION DE L'ÉROSION INTERNE ET RÉHABILITATION DES OUVRAGES

Pour prévenir ou pour maîtriser le phénomène d'érosion interne dans un barrage en terre, on doit prendre un minimum de précautions à la construction et s'opposer à l'une ou l'autre des conditions nécessaires au développement du phénomène. Pour cela il faut :

- maîtriser les gradients d'écoulement ;
- empêcher l'expulsion de fines.

Plusieurs options peuvent être proposées :

- 1 - respecter les règles de l'art à la construction ;
- 2 - allonger les percolations en fondation ;
- 3 - empêcher le déplacement de matière par des filtres ;
- 4 - rabattre la nappe à l'aval ;
- 5 - supprimer les écoulements ;
- 6 - réparer les ouvrages endommagés.

1 - RESPECTER LES RÈGLES DE L'ART EN MATIÈRE DE CONSTRUCTION

Cela revient comme un leitmotiv dans tout le chapitre 3. Les reconnaissances sont fondamentales. Elles permettent de mettre en évidence les zones de la fondation susceptibles d'être soumises à un phénomène d'érosion interne.

Par définition, les fondations particulièrement sensibles sont :

- les structures hétérogènes ;
- les fondations dont la perméabilité est supérieure à 10^{-6} m/s dans lesquelles il y aura, forcément, des percolations ;
- celles qui sont constituées par la superposition ou la juxtaposition de matériaux ne respectant pas les conditions de filtre, ou contenant des sols non auto-filtrants ;
- ainsi que les milieux fissurés ou karstifiés recouverts par des terrains meubles (alluvions, colluvions, ou remblai en terre directement fondé au rocher).

Dans ce dernier cas, il est essentiel de connaître la densité et l'orientation des systèmes de fractures (failles, diaclases, fissures de décompression) ou les karstifications du sous-sol pour vérifier si celles-ci ne peuvent pas exercer de soutirage dangereux à la base des terrains meubles et prendre toutes les dispositions nécessaires pour éviter les désordres, y compris celle d'abandonner le projet en cas de conditions géologiques très défavorables, ou de coût prohibitif d'un traitement d'étanchéité (cas des sites en terrain karstique, notamment).

Mais ce sont les sédiments meubles et, en particulier, les remblayages d'alluvions perméables ou semi-perméables qui sont les plus sensibles à l'érosion interne parce qu'ils sont soumis à des gradients d'écoulement variables qui peuvent être supérieurs aux gradients critiques le long des chemins parcourus par les filets liquides.

Lorsqu'un risque de percolation est reconnu, il faudra essayer de le supprimer ou d'en maîtriser les effets, par des choix techniques appropriés : filtre, tapis étanche, écran que nous décrirons ci-après.

Le problème de la compressibilité des sols de fondation est, à première vue, très éloigné du risque d'érosion interne. Il n'en est pas moins la cause principale de la plupart des phénomènes d'érosion interne décrits ci-dessus et qui ont eu lieu après une rupture de la conduite de vidange consécutive à un tassement différentiel de la fondation⁸⁷. On connaît la suite : modification de l'exutoire des percolations internes, fort gradient hydraulique des écoulements dans le massif, vitesse de percolation critique de l'eau à la sortie et déstabilisation des sols par érosion régressive.

Ces problèmes de tassement de fondation doivent être pris en compte par les projeteurs pour optimiser la pose de la conduite. Une purge, même partielle, peut s'avérer très bénéfique.

De la même manière, la zone de tassement maximum de la fondation se situant dans l'axe de l'ouvrage, il faut éviter de mettre un point faible, tel qu'une soudure de la conduite de vidange, dans la zone de flexion maximum. On évitera également toute maltraitance de la conduite à la pose, toute éraflure consécutive à un coup, qui pourraient la fragiliser.

Il faut, aussi, éviter d'utiliser un rideau de palplanches dans une fondation susceptible de subir de forts tassements différentiels pouvant provoquer des déviations du rideau et des ouvertures aux serrures qui deviendraient des zones de percolation préférentielles.

Dans le même ordre d'idée, il faut réaliser une protection cathodique des conduites en acier pour les protéger de la corrosion qui risquerait de les percer.

Au niveau du remblai, on restera attentif à tout ce qui peut conduire à une concentration des écoulements (variation de granulométrie ou de densité des sols, défaut de compactage) et, d'une manière générale, à tous les scénarios qui pourraient justifier d'un changement de conductivité interne (fissures hydrauliques, fissures de retrait, terriers, empreintes racinaires, etc...).

Un soin tout particulier devra être apporté à la liaison entre les parties rigides et souples d'un barrage. Les zones de contact terre-évacuateur, terre-conduite sont, comme nous l'avons vu plus haut, particulièrement sensibles à l'érosion interne parce qu'il s'agit de zones de faible compacité et de plus forte perméabilité où l'eau a tendance à se concentrer (compactage moins

⁸⁷ Ce sont des tassements de l'ordre de 15 à 20 cm et de 25 à 30 cm qui ont conduit respectivement à la rupture de la conduite de vidange du barrage de BUGET et à celle du barrage de LA PRADE. A noter que sur les 5 ruptures de conduite répertoriées au niveau de l'enquête, 4 étaient enrobées par de la terre et 1 par du béton. L'enrobage par des terres argileuses compactées est adopté par certains maîtres d'oeuvre par souci économique, mais aussi pour laisser une plus grande souplesse à la conduite lorsque des tassements sont attendus en fondation. Les conduites n'en restent pas moins des structures fragiles au niveau des soudures (soudures des différents tronçons entre eux ou soudures des écrans antirenard en acier sur la conduite), comme on a pu le vérifier.

efficace contre un mur ou une conduite par suite des difficultés d'approche et de l'utilisation de compacteurs de faible puissance comme les compacteurs à guidage à main). Cette aptitude à l'érosion peut être accentuée par des décollements aux interfaces entre les ouvrages rigides et le terrain, à la suite de tassements différentiels.

Pour les conduites en acier, ou en PVC, de petit diamètre, l'enrobage par du béton coulé à pleine fouille permettra de réduire les possibilités de circulation amont - aval, si dangereuses (la règle de Lane est applicable). Pour les grands barrages où les conduites sont placées en galeries, le compactage de la terre contre les murs sera optimisé en donnant un léger fruit aux parois latérales externes, tandis que des précautions supplémentaires seront prises pour éviter les sous-pressions à l'aide de barbacanes ou de collecteurs drainants dans la partie aval de la galerie.

Les évacuateurs de crue en béton construits sur le remblai ou en rive, exigeront des précautions similaires et la vérification de la conformité de la longueur de percolation avec la règle de Lane.

De la même manière, les contacts terre-rocher (ils intéressent rarement les barrages dans le Sud-Ouest de la France) devront être particulièrement soignés (élimination des produits d'altération, nettoyage de la surface rocheuse, remplissage des fissures ou des cavités éventuelles par du béton, injections de collage) pour réduire les risques de circulations préférentielles qui pourraient conduire à des phénomènes érosifs à la base des ouvrages.

En définitive, les premières options préventives contre l'érosion interne sont le respect scrupuleux des règles de l'art en matière de construction et l'adoption de dispositifs techniques appropriés pour maîtriser les écoulements, ou leurs effets. Nous rappellerons ci-après quelques unes de ces options.

2 - ALLONGER LES PERCOLATIONS EN FONDATION

L'objectif est de réduire la vitesse de l'eau à la résurgence pour qu'elle ne puisse pas arracher de particule solide et amorcer un phénomène érosif.

Nous avons vu au § 3.14.3 que le risque d'érosion dans la fondation meuble d'un barrage peut être évalué par l'application de la relation de Lane ou de la règle du gradient. Les deux approches permettent de définir la longueur minimum de percolation des filets liquides entre le réservoir et un exutoire connu⁸⁸ pour que le risque d'érosion interne soit globalement maîtrisé, sauf cas exceptionnel (chemin d'infiltration privilégié).

S'il y a des risques d'entraînement de matière dans la fondation d'un barrage parce que les gradients hydrauliques des lignes de courant sont trop élevés à l'émergence on les réduira par l'allongement des trajets sous l'ouvrage grâce à un tapis d'argile (ou une géomembrane) à l'amont

⁸⁸ La longueur de percolation est toujours comptée à l'amont d'un exutoire et non pas exclusivement à l'amont du pied aval. Celui-ci peut être, outre le pied du barrage, un tapis drainant grossier, une recharge en enrochements, des puits, mais aussi un faciès très grossier de la fondation, une cavité souterraine, ou une zone appauvrie en fine par l'érosion et qui devient, à son tour, une zone de simple transfert.

du remblai, ou à l'amont du noyau (figure 55). L'épaisseur du tapis sera au minimum de 1 m (3 à 4 couches compactées). Il faudra être très attentif au risque de développement de forts gradients hydrauliques d'écoulement au sein même de celui-ci. Ce risque existe, notamment, si le tapis recouvre un substratum fissuré ou karstifié qui peut servir d'exutoire aux percolations et s'il est constitué par des matériaux hétérogènes, ségrégués, ou mal compactés. En cas de doute sur l'état du sous-sol ou sur la qualité des emprunts, il sera préférable d'utiliser une géomembrane à l'amont du barrage, ou un tapis d'argile sur un géotextile assurant le rôle de filtre pour les matériaux du tapis.

On peut aussi construire un ancrage profond, une paroi au coulis ou un rideau d'injection pour obliger les lignes de courant à les contourner de manière à allonger les trajets de l'eau dans la fondation (on peut aussi associer les deux options).

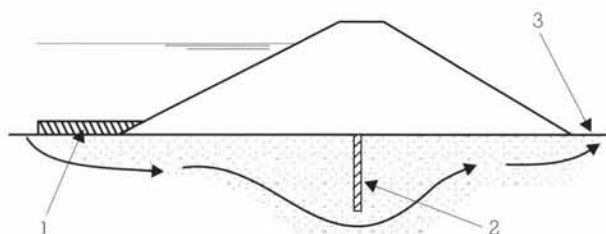


Figure 55 – Schéma de principe de l'allongement des percolations sous un barrage en terre.

1 – tapis étanche

2 – écran vertical

3 – zone d'émergence des percolations

Si la fondation est homogène l'allongement des percolations par un tapis ou par un écran ne pose pas de problème.

Dans une fondation hétérogène ou zonée, présentant de forts contrastes de perméabilité entre les sols (galets ou graviers au contact de limons ou d'argiles), ou, à fortiori, une fondation fissurée, il sera préférable, voire indispensable, d'opter pour une coupure verticale étanche.

S'il s'agit d'une mesure curative, l'efficacité de ce type de traitement dépendra d'abord de la rapidité avec laquelle on interviendra et de la connaissance que l'on aura du sous-sol.

Si la fondation du barrage est constituée par des sols fins relativement homogènes et si l'intervention confortative se fait dès l'apparition de venues d'eau diffuses à l'aval (ceci suppose un suivi du barrage dès sa mise en service), l'allongement des percolations sera efficace et empêchera l'érosion des sols. C'est ainsi que pour conforter le barrage de RICONNE et éviter la formation de renards dans les sables fins micacés de l'appui rive gauche, on a choisi d'imposer à l'eau de percolation dans le versant le cheminement sous un tapis d'argile de 1 m d'épaisseur placé à l'amont du barrage de telle sorte que le gradient hydraulique des écoulements sous l'ouvrage soit toujours réduit à 0,12 (gradient critique pour des sables fins (voir § 3.14.3)). Ce tapis étanche, réalisé

moins de un an après la mise en service du barrage et le réseau de puits drainants avec décharge à 1,2 m de profondeur aménagé à l'aval pour maîtriser les sous-pressions (voir § 3.13.5 - 5), assurent, avec succès, la stabilité de ce barrage depuis plus de 20 ans.

Si l'intervention est tardive (absence de suivi du barrage, négligence du maître d'ouvrage à réagir aux anomalies constatées), ce type de traitement sera plus délicat à mettre en place parce que la zone d'arrachement de matière aura progressé vers l'amont et qu'il sera devenu impossible d'ajuster la longueur de percolation sous l'ouvrage avec pertinence. Dans ce cas, le traitement confortatif conseillé sera l'arrêt des percolations (voir l'option 5 ci-après).

Si les venues d'eau sont concentrées, si les débits de fuite sont importants, ou si la fondation est peu connue, on n'a plus le choix, non plus, et on adoptera le rideau d'étanchéité.

3 - EMPÊCHER LE DÉPLACEMENT DES SOLS PAR DES FILTRES

C'est une autre manière de prévenir le phénomène d'érosion interne, ou de conforter un ouvrage.

On essaie, dans ce cas, d'empêcher l'émission de particules dans les zones de convergence des écoulements, par l'utilisation de filtres. Le filtre doit être capable de retenir les sols tout en permettant la circulation de l'eau vers l'aval pour éviter une mise en pression. Ces performances doivent être respectées au niveau du drain interne du barrage, à l'interface entre deux zones de granularité différentes, ou au niveau des crépines des puits de décharge, des piézomètres, etc... Dans ce cas, le filtre est un moyen préventif de lutte contre l'érosion interne.

Le filtre peut aussi être un moyen curatif.

Si l'eau de fuite à travers la fondation trouve une sortie au pied aval du barrage et si le débit de fuite est faible, un filtre inversé (filtre pour les sols de la fondation) peut être étendu au-delà du barrage pour intercepter les lignes de courant pour lesquelles le gradient hydraulique est dangereux (figure 56 (a)). La longueur du filtre doit être telle que le gradient hydraulique des lignes de courant émergeant à l'aval soit inférieur au gradient critique. On permet ainsi à l'eau de s'échapper tout en maintenant le sol de fondation en place. Un filtre inversé sera très efficace dans le cas d'un phénomène de suffusion interne. Il évitera la rupture du barrage.

Ce type de traitement peut être réalisé sans aucune vidange de la retenue.

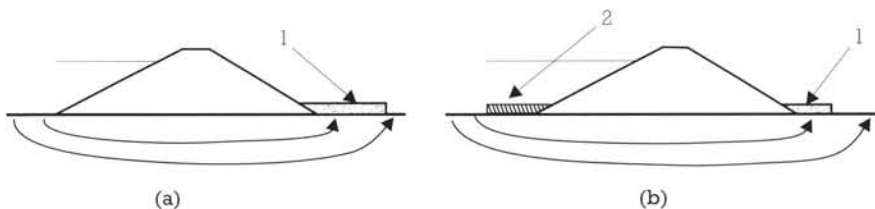


Figure 56 – Schémas de principe du traitement d'une fondation par un filtre.

1 – filtre aval

2 – tapis étanche

En combinant un tapis étanche amont avec un filtre aval (figure 56 (b)), on peut réduire la longueur d'émergence des percolations dangereuses à l'aval et, du même coup, diminuer le volume de sable à mettre en place ainsi que le coût du traitement. Dans tous les cas, un déversoir de jaugeage sera aménagé au point bas de la vallée pour mesurer les débits de fuite et vérifier l'absence de transport solide.

Si les suintements diffus intéressent uniquement le talus aval, on le confortera par une recharge sur un filtre (ce type d'option a déjà été décrit au § 3.13.5 - 3 auquel nous renvoyons le lecteur).

En fait, le filtre aval permettra de maîtriser un phénomène d'érosion interne dans la fondation ou dans le remblai (notamment un phénomène de suffusion), à deux conditions :

- qu'il soit mis en oeuvre rapidement ;
- qu'il soit situé immédiatement à l'aval de la zone d'arrachement de matière.

L'exemple d'AURENSAN montre parfaitement quelles sont les limites de l'application du filtre aval à titre curatif.

A AURENSAN, l'exutoire visible des particules arrachées au remblai se situe à 50 m à l'aval du barrage (voir la figure 52). Entre les deux, il y a une couche de galets et de graviers à fort indice des vides. Un filtre inversé placé à l'exutoire des fines n'aurait aucun effet sur le processus d'érosion interne, celui-ci se poursuivrait jusqu'à son terme (le fontis) parce que les matières arrachées au remblai trouveraient encore la possibilité de se déposer dans les vides de l'horizon grossier.

Il en serait de même si une cavité, une grosse fissure, venaient à s'intercaler entre la zone d'érosion et l'exutoire visible des percolations, ou si le traitement était entrepris trop tardivement et rendait impossible toute possibilité de blocage des particules par un filtre (la zone d'arrachement de matière ne coïncidant plus avec la zone d'émergence des écoulements).

Le succès du traitement repose donc sur une intervention précoce qui nécessite, une fois encore, le suivi de l'ouvrage pour déceler suffisamment tôt l'apparition d'un comportement anormal.

En cas de venue d'eau concentrée et importante, on appliquera l'option 5.

4 - RABATTRE LA NAPPE À L'AVAL

On peut le faire par des puits drainants avec un niveau de décharge à une cote inférieure à celle du terrain naturel⁸⁹, ou par un fossé drainant profond. Ces dispositifs ont été décrits au § 3.13.5 - 5 comme un moyen d'action correctif des sous-pressions en fondation.

Ce sont aussi des moyens de lutte contre l'érosion interne. Pourquoi ? Parce qu'en rabattant la nappe sous le terrain naturel les filets liquides qui n'atteignent plus la surface⁹⁰ ne seront plus en

89 Des niveaux de décharge de 0,8 à 1m sont facilement réalisables.

90 Si le rabattement est suffisant.

mesure d'expulser des particules solides à l'extérieur. Le risque d'érosion sera nul si les sables entourant la crépine des puits respectent les règles de filtre par ailleurs. Si on utilise le fossé comme exutoire, celui-ci devra être comblé par des matériaux filtrants ou des graves entourées par un géotextile.

Ces interventions doivent être obligatoirement réalisées après une vidange de la retenue. Elles peuvent être couplées avec une autre option.

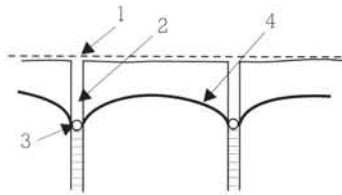


Figure 57 – Schéma du rabattement d'une nappe libre par des puits.

1 - niveau piézométrique initial

2 - puits

3 - niveau de décharge du puits

4 - surface piézométrique après rabattement

5 - SUPPRIMER LES PERCOLATIONS

C'est naturellement la solution la plus radicale puisqu'en empêchant l'eau de circuler, on empêche l'érosion de se poursuivre.

Ce type d'option devient pratiquement obligatoire si les venues d'eau sont concentrées, si on a de forts débits, ou si le traitement confortatif est tardif et ne permet pas d'ajuster les traitements de type 2 et 3, décrits précédemment, avec une sécurité suffisante.

Les techniques d'étanchéité ont été décrites au § 3.13.5 – 7 auxquels nous renvoyons le lecteur. Le traitement d'étanchéité peut être localisé à une partie du barrage ou de la fondation, ou généralisé à l'ensemble de l'ouvrage, selon la position de la défaillance, la gravité du désordre, l'importance de l'ouvrage, ou les risques à l'aval.

Le traitement d'étanchéité sera défini par un spécialiste. Il sera coûteux. Son efficacité devra être contrôlée régulièrement par des mesures piézométriques et des mesures de débit de fuite à l'aval.

6 - RÉPARER LES OUVRAGES ENDOMMAGÉS

Lorsque le phénomène d'érosion interne a conduit à une rupture du remblai, le confortement exige, bien sûr, la reconstruction de l'ouvrage au niveau de la brèche.

Lorsque le phénomène est lié à une défaillance locale telle que :

- la fissuration de la conduite de vidange ;
- la rupture d'un drain ;
- l'ouverture d'un joint sur un ouvrage en béton ;
- la serrure défectueuse d'un rideau de palplanches ;
- la discontinuité d'un écran d'étanchéité ;

- la rupture d'une géomembrane ;
- la fissuration du remblai, ou l'ouverture d'une cavité de la fondation par débouillage, etc...

il va sans dire que le confortement nécessitera une réparation locale des désordres parallèlement à toute autre intervention sur l'ouvrage.

La réparation de la conduite de vidange peut aller du remplacement pur et simple de la conduite (cas de St JULIEN DES LANDES), au remplacement d'une partie de celle-ci (cas de MARCACHAUD (Lot-et-Garonne)), à la mise en place d'un collier en acier autour de la conduite (cas de BUGET), ou à la soudure d'une virole en acier à l'intérieur de la conduite visitable (cas de LA PRADE).

Le doublement de la conduite accidentée par une canalisation de diamètre inférieur (option retenue sur un petit barrage du Gers) ne peut avoir un effet positif que si les percolations dangereuses se font à partir de la conduite en charge elle-même (aucun intérêt si les percolations se font de l'amont du barrage vers la conduite fissurée).

Bien entendu, les fissures ou les cavités ouvertes par l'érosion, ou à l'origine de l'érosion, seront comblées comme nous l'avons indiqué au § 3.13.5 - 8.

Dans le cas où l'accident succède à la défaillance d'un organe d'étanchéité, celui-ci devra être réparé. La réparation d'une géomembrane peut être très simple si elle a été mise en place sur le talus amont sans revêtement protecteur (soudure ou collage d'une nappe à l'emplacement de la déchirure) ; le renforcement d'un écran d'étanchéité peut être, au contraire, très contraignant. De toute façon, il sera prudent d'assurer une surveillance de l'ouvrage après confortement.

*

En conclusion, on peut retenir que l'érosion interne représente un risque important de désordres graves dans les barrages en remblai.

8 accidents ont été recensés sur les barrages du Sud-Ouest de la France. 5 intéressent les remblais, 2 des évacuateurs de crues et 1 la fondation.

7 sont dus à des phénomènes d'érosion régressive ou « renard », 1 seul est dû à un phénomène de suffusion stricto sensu.

5 accidents ont eu pour origine la rupture de la conduite de vidange.

2 ont été liés à des erreurs de conception ou à des ouvrages trop sommaires (au niveau des déversoirs essentiellement).

1 accident est dû à une fondation sensible.

Les barrages accidentés ont été confortés et ne posent plus de problème. Aujourd'hui, il subsiste des processus suspects sur trois des barrages visités. Si l'on tient compte des accidents recensés

ou évités (nous avons cité le cas de l'évacuateur de crues du barrage de AUX AUSSAT où un phénomène de renard a été évité de justesse) et du risque actuel de développement d'un phénomène d'érosion interne à AZAS (si aucune intervention corrective n'est entreprise), on peut en conclure que le phénomène d'érosion interne représente la principale cause de désordres graves sur les barrages en terre enquêtés dans le Sud-Ouest de la France.

Les accidents résultent, comme nous l'avons vu, de prédispositions de la fondation à des percolations préférentielles, d'erreurs de conception de l'ouvrage, de négligences de construction, ou de causes accidentelles qui augmentent, localement, les gradients d'écoulement jusqu'à des valeurs critiques.

Le phénomène d'érosion interne est d'autant plus pernicieux qu'il n'est pas toujours prévisible et qu'il peut se déclencher longtemps après la mise en service du barrage et conduire à la rupture en quelques heures.

La vitesse de développement du phénomène est d'ailleurs l'un des paramètres les plus difficiles à prévoir.

L'accident s'est produit :

- en quelques jours à St JULIEN DES LANDES ;
- en quelques mois à BUGET ;
- en quelques années à GOURDON ;
- et en plusieurs dizaines d'années à S' AIGNAN.

Ce que l'on peut dire à ce propos, c'est que l'accident sera rapide si l'événement déclenchant, ou aggravant, est introduit à la construction (choix techniques inappropriés, négligences ou excès de confiance du constructeur).

Il sera lent si le phénomène d'érosion a pour point de départ un matériau non autofiltrant au sein du massif ou de la fondation, ou un sol insuffisamment compacté du remblai.

Il sera éventuellement décalé dans le temps si le phénomène a une origine accidentelle.

Les dégâts consécutifs à un phénomène d'érosion interne peuvent être très graves. La photographie 41 montre le cas d'un effacement partiel du barrage. Il faut donc être prévoyant et vigilant si l'on veut se préserver de ce type d'échec. Mais il serait faux de croire que l'on dominera toujours le problème parce qu'il est difficile d'appréhender parfaitement toute la complexité des milieux (notamment de la fondation) pouvant receler le défaut caché qui déclenchera le processus d'érosion que l'on comprendra trop tard.

Tassements différentiels, pressions interstitielles élevées, érosion interne sont les principales pathologies internes des barrages en terre. Les explications données ci-dessus devraient aider les ingénieurs à faire le diagnostic d'un barrage dont le comportement est suspect et à faire le choix des techniques de réparation.

Ce qui est sûr, c'est que l'on ne parviendra pas à rétablir la fiabilité de l'ouvrage si le type de confortement n'est pas parfaitement adapté au problème posé. Le traitement d'un phénomène d'érosion interne par l'allongement des percolations, ou l'arrêt de l'entraînement des particules par un filtre, n'a rien à voir, sur le principe, avec le traitement d'une surpression qui diminue le coefficient de sécurité du barrage et nécessite un poids compensateur, ou un rabattement de nappe.

Dans ce contexte, parfois délicat, chacun comprendra qu'il est toujours préférable d'agir précocement en s'appuyant sur une surveillance régulière du barrage suivie d'une correction immédiate de l'anomalie constatée, plutôt que d'avoir à réaliser une intervention dans l'urgence d'un problème forcément plus grave.

CHAPITRE 4

Bilan et recommandations

4.1 - LE BILAN DE 40 ANNEES DE CONSTRUCTION ET D'EXPLOITATION DE BARRAGES DANS LE SUD-OUEST DE LA FRANCE

- 380 ⇒ barrages de plus de 100 000 m³ construits ;
 - 215 ⇒ ouvrages visités ;
 - 17 ⇒ accidents graves⁹¹ sur 40 années d'exploitation ;
 - 55 ⇒ ouvrages présentant un comportement pathologique d'origine interne (surpressions, sous-pressions, écoulements préférentiels) ;
- et un nombre plus grand encore d'ouvrages marqués par des dégradations en surface.

Le bilan est donc très différent selon que l'on considère les accidents proprement dits, les comportements pathologiques d'origine interne et le vieillissement de surface.

Les indices de vieillissement de surface décrits au début du chapitre 3 ne sont pas tous préoccupants comme on l'a vu et sont, parfois, tolérables. Chacun sait, par exemple, que certains indices sont cycliques (fissures de retrait) ou temporaires (ravines) et disparaîtront avec la compaction naturelle des sols et avec le développement d'une couverture végétale herbacée en laissant, éventuellement, des cicatrices plus inesthétiques que dangereuses.

D'autres indices s'aggraveront avec le temps. C'est le cas de la marche de batillage qui peut conduire à une attaque de la crête si rien n'est fait pour arrêter l'érosion, de la fissuration irréversible des bétons qui peut conduire à la ruine des ouvrages déversants, ou de l'érosion progressive des coursiers en terre qui perturbe les écoulements vers l'aval et peut créer, à son tour, des affouillements graves au pied de l'ouvrage.

Ces risques extrêmes ne peuvent pas, bien sûr, être ignorés. Mais ce sont les pathologies d'origine interne qui retiennent avant tout l'attention. Elles ont conduit à 17 accidents de barrages en 40 années d'exploitation et elles réduisent actuellement le coefficient de sécurité de 55 d'entre eux.

Le tableau 58 montre que les accidents sont survenus majoritairement avant l'âge de 10 ans. Leur fréquence est très faible au delà. Par contre, la fragilité a été maximum pendant la période de construction et les 5 premières années d'exploitation (59 % des échecs se sont produits entre la période de construction et l'âge de 5 ans).

⁹¹ Aucune « rupture » selon la terminologie du CIGB (bulletin 99, 1995) impliquant « un mouvement d'une partie d'un barrage ou de sa fondation tel que l'ouvrage ne puisse plus retenir de l'eau ». Les « ruptures » des barrages de S^t Aignan, S^t Julien des Landes ou Lafage, décrites dans le texte, correspondent à des ouvrages hors enquête.

Tableau 58 – Répartition des accidents en fonction de l'âge du barrage.

	Accidents (en nombre de cas)	(en %)
construction	2	12
0 à 5 ans inclus	8	47
6 à 10 ans inclus	3	17
11 à 15 ans inclus	1	6
> 15 ans	1	6
Inconnu	2	12
Total	17	100

Les barrages les plus pénalisés sont les ouvrages de petites dimensions ($H^2\sqrt{V} < 100$) notamment les plus petits ($H^2\sqrt{V} < 50$) qui comptent, à eux seuls, plus de 40 % des accidents recensés (tableau 59).

Tableau 59 – Répartition des accidents en fonction de la taille du barrage.

	Accidents (en nombre de cas)	(en %)
$H^2\sqrt{V} < 50$	7	41
$50 \leq H^2\sqrt{V} < 100$	4	23
$100 \leq H^2\sqrt{V} < 200$	3	18
$H^2\sqrt{V} \geq 200$	2	12
Inconnue	1	6
Total	17	100

Lorsqu'on examine la cause de ces accidents, on dénombre (tableau 60) :

- 1 accident par tassement différentiel ;
- 4 glissements liés à des pressions interstitielles de construction ;
- 4 glissements liés à des surpressions en cours d'exploitation ;
- 8 accidents par érosion interne ;
- aucun par surverse.

Les accidents les plus fréquents sont incontestablement ceux qui sont provoqués par l'eau dans le sol sous forme de pressions hydrostatiques ou de circulations d'eau.

L'eau est responsable, à elle seule, de 94 % (16 sur 17) des accidents recensés. C'est considérable. Précisons que la pente de talus, même à 1/2, n'a jamais été directement le moteur de désordres graves et que les ruptures par poinçonnement de la fondation sont exceptionnelles pour les barrages de faible hauteur.

En terme de « défaillance », l'enquête révèle que la petite hydraulique est particulièrement touchée. 29 % (55 sur 189 ouvrages validés) des barrages ont, actuellement, un comportement pathologique, soit un peu moins de 1 barrage sur 3. Parmi ceux-ci, on peut évaluer à une dizaine le nombre de barrages qui nécessiteraient sinon un confortement immédiat, du moins une étude

approfondie en vue d'une réparation rapide, soit parce que les désordres observés sont déjà gravissimes, soit parce que les ouvrages concernés intéressent la sécurité publique.

Ces chiffres interpellent.

Tableau 60 – Origine des accidents recensés sur les petits barrages enquêtés du Sud-Ouest de la France.

		Accidents (en nombre de cas)
Tassement différentiel		1
Défaut de stabilité	Pression interstitielle de construction	4
	Pression interstitielle dans les barrages en service	4
	Sous-pression	0
Érosion interne		8
Surverse		0

D'après le tableau 61, tous les barrages, quel que soit leur âge, sont concernés. Les plus anciens sont particulièrement affectés parce qu'ils cumulent des dysfonctionnements tardifs et des problèmes survenus plus tôt mais qui ont été négligés.

Une fois encore, c'est parmi les barrages de petite dimension que les problèmes pathologiques sont les plus fréquents. Il est assez remarquable de voir dans le tableau 62, que près de 65 % des désordres d'origine interne affectent les barrages à $H^2\sqrt{V} < 50$ et que plus de 80 % touchent des barrages à $H^2\sqrt{V} < 100$. Il n'y a guère que les barrages à $H^2\sqrt{V} \geq 200$ qui soient « sûrs ».

Le tableau 63 indique les principales défaillances.

Ce bilan, assez lourd, ramène inévitablement aux options techniques prises par les projeteurs.

Tableau 61 – Répartition des défaillances en fonction de l'âge des ouvrages.

	Pathologies (en nombre de cas) (en %)	
0 à 5 ans inclus	8	15
6 à 10 ans inclus	16	29
11 à 15 ans inclus	10	18
> 15 ans	18	33
Inconnu	3	5
Total	55	100

Tableau 62 – Répartition des défaillances en fonction de la taille des ouvrages.

	Pathologies (en nombre de cas) (en %)	
$H^2\sqrt{V} < 50$	35	64
$50 \leq H^2\sqrt{V} < 100$	10	18
$100 \leq H^2\sqrt{V} < 200$	8	14
$H^2\sqrt{V} \geq 200$	1	2
Inconnue	1	2
Total	55	100

Tableau 63 – Rappel des principales défaillances.

	Pathologies (en nombre de cas) (en %)	
Saturation diffuse des sols sur le talus aval	19	35
Saturation diffuse des sols au pied aval	33	60
Venue d'eau concentrée	3	5
Total	55	100

4.2 – LES RECOMMANDATIONS A L'ISSUE DE L'ENQUETE

Il est incontestable que la première cause du vieillissement des ouvrages enquêtés tient aux habitudes de construction des petits barrages qui prônent avant tout les économies et le choix de solutions rustiques, ou minimales, au détriment de techniques éprouvées mais plus onéreuses.

L'enquête montre clairement que c'est dans la catégorie des barrages à $H^2\sqrt{V} < 50$ et celle des barrages à $50 \leq H^2\sqrt{V} < 100$ que la recherche d'économies de structure a été maximum. Le lecteur se reportera au § 2.7 où sont résumées les options prises par les constructeurs. On y verra que les barrages à $H^2\sqrt{V} < 50$ sont construits :

- sans études préalables et sans véritables contrôles de chantier (pas de cahier des charges prescrivant les normes de mise en place des sols) dans 65 % des cas ;

et que :

- les traitements spécifiques en fondation sont rares ;
- les ouvrages sont construits dans 65 % des cas d'après un profil type ;
- plus de 25 % des remblais ne sont pas drainés ou ne le sont pas suffisamment ;
- 85 % des constructions n'ont aucune protection en crête ou sur les talus.

Parmi les ouvrages à $50 \leq H^2\sqrt{V} < 100$, on a encore :

- 30 % de barrages construits sans études préalables d'après un profil type ;
- les traitements en fondation (ancrage profond, écran, purge, puits, etc...) qui ne peuvent être déduits que d'une étude géologique spécifique du site n'intéressent que 25 % des cas ;
- tous les remblais sont drainés, mais le drain cheminée s'arrête avant d'atteindre la cote de retenue normale dans 50 % des cas ;
- 60 à 70 % des barrages de ce type n'ont pas de renforcement en surface.

Les ouvrages à $H^2\sqrt{V} \geq 100$ respectent davantage les règles de l'art dans tous les domaines ci-dessus.

Ce n'est donc pas un hasard si ce sont les ouvrages de petites dimensions qui vieillissent plus vite que les autres.

Certes, la réalisation des petits barrages pour l'irrigation ne peut se soustraire du contexte économique et, à ce titre, les maîtres d'oeuvre et les maîtres d'ouvrages seront toujours à la recherche des solutions les moins onéreuses possibles. Mais les choix techniques doivent être raisonnés et ils sont, somme toute, assez limités.

Nous avons vu, dans la première partie du chapitre 3, qu'en surface les options simplificatrices ne peuvent se réduire, finalement, qu'à l'absence de renforcement de la crête, du talus aval (à condition de favoriser l'enherbement spontané) et, éventuellement, du talus amont (talus opposé à la direction du vent dominant seulement). La suppression du traitement en crête, de l'antibatillage et de l'enherbement du talus aval permettrait d'économiser 8 % du coût du remblai, ou 4 % du prix de revient total de l'ouvrage d'après les données du § 2.8. Mais la protection antibatillage doit être retenue systématiquement pour toute orientation défavorable du talus car le confortement a posteriori serait plus onéreux (le coût d'une nouvelle installation de chantier et les contraintes techniques résultant de la présence éventuelle d'eau dans la retenue, s'ajoutant au coût de la fourniture et de la pose des enrochements). Le prix de revient de la protection pourra seulement être limité par la mise en place d'un riprap perché (le renforcement entre les cotes RN - 1 m et RN + 1,5 m est un minimum) constitué par des enrochements respectant, par ailleurs, toutes les qualités mécaniques requises (roches dures, non gélives et non altérables), sous peine d'un vieillissement prématurité du revêtement et d'une transformation des blocs en un ballast incapable de s'opposer à l'action érosive des vagues au bout de 12 à 15 ans seulement.

Les économies de structure concernant les évacuateurs de crues doivent, également, être très circonspectes.

Un coursier non revêtu ne peut être envisagé que pour des conditions géologiques particulières (rocher dur et massif en radier), ou des conditions topographiques permettant d'éloigner les écoulements du pied du barrage.

Ceci ne signifie pas que tous les déversoirs doivent être en béton. Cette technique est naturellement trop coûteuse pour être adoptée sur un petit barrage où le bassin versant est souvent inférieur à quelques kilomètres carré (près de 55 % des bassins versants ont moins de 1 km² et 75 % moins de 5 km²). Les évacuateurs innovants tels que les ouvrages en enrochements liés au béton sont également onéreux. On s'orientera, plutôt, vers des ouvrages de type composite qui savent mettre à profit la topographie du terrain et qui sont plus économiques à la construction.

La version rustique du déversoir composite proposée par la CACG, et illustrée par la figure 58, où l'on voit la crue courante canalisée par un double seuil vers une buse latérale suivie par un caniveau bétonné et la crue exceptionnelle s'éloigner vers un coursier terrassé constitué par des parcelles susceptibles d'être dégradées sans aucun danger pour le barrage est, probablement, la structure minimale d'un évacuateur de petit barrage.

Cette structure est intéressante à condition d'améliorer l'entrée du coursier mineur. La buse a, en effet, l'inconvénient de s'obstruer facilement par des dépôts minéraux ou simplement par des feuillages. Une dérivation à ciel ouvert par des 1/2 buses, ou des éléments préfabriqués trapézoïdaux, serait préférable. A noter, également, qu'un seuil majeur parallèle au versant

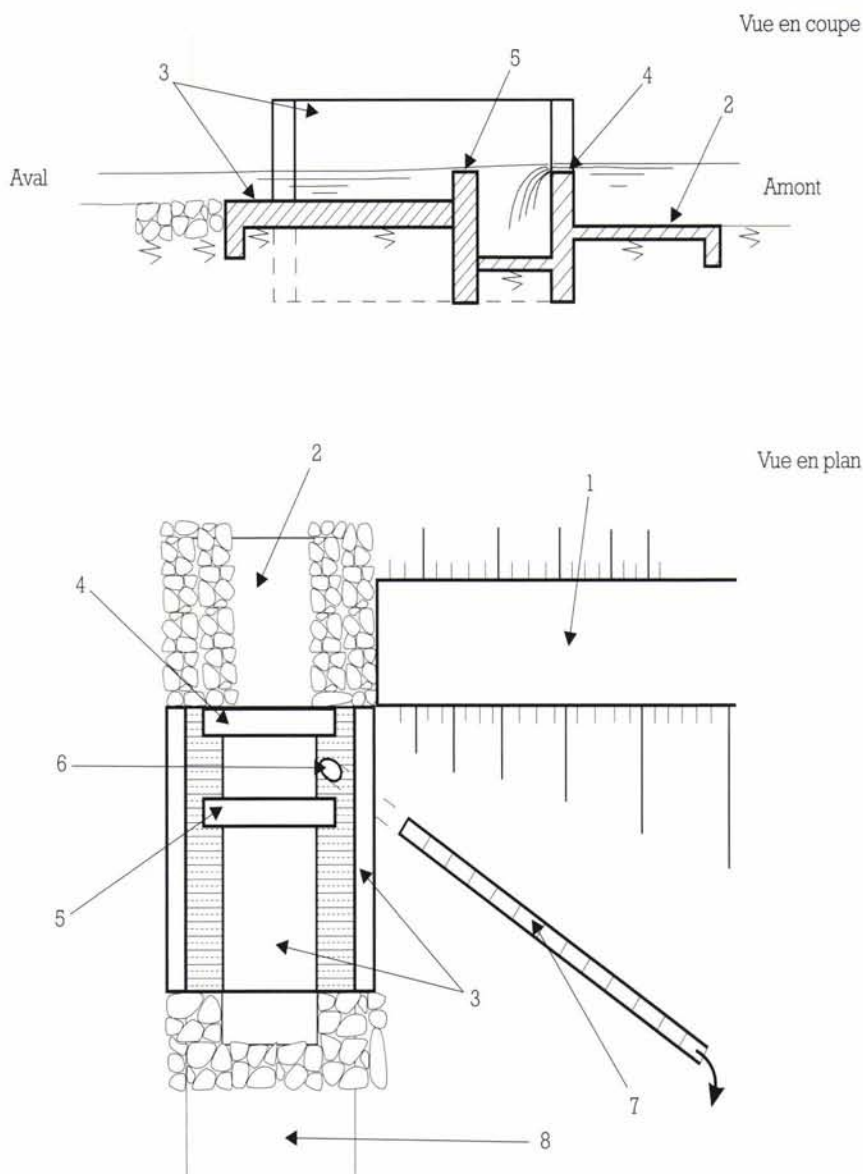


Figure 58 – Version rustique d'un déversoir composite.

- | | |
|---|---|
| 1 – remblai | 5 – 2 ^{ème} seuil |
| 2 – entrée du déversoir avec radier en béton armé | 6 – entrée de la buse d'évacuation des crues courantes |
| 3 – chenal en béton | 7 - coursier mineur en ½ buses |
| 4 – 1 ^{er} seuil | 8 - coursier en terre pour l'évacuation des crues exceptionnelles |

permettant d'évacuer les crues exceptionnelles sur une grande longueur déversante serait plus favorable qu'un seuil perpendiculaire. L'enherbement naturel du coursier majeur et une faible pente assurent une protection supplémentaire contre l'érosion.

On peut aussi, si le terrain s'y prête, dissocier l'évacuateur en deux ouvrages distincts.

Les évacuateurs rustiques de type mixte, busé, etc... évacuant les crues courantes et exceptionnelles par un coursier unique terrassé dans des terrains meubles, sont, par contre, à exclure totalement.

Les rehausses sont interdites.

Pour ce qui est de la protection des ouvrages contre les pathologies internes, aucune dérogation aux règles de l'art n'est possible.

Il y a quatre règles fondamentales à respecter :

- ne jamais faire l'impasse sur les reconnaissances du site de barrage ;
- obligation d'une mise en œuvre soignée des matériaux ;
- obligation de ne jamais économiser sur le système de drainage ;
- exiger un entretien et un suivi des barrages.

1) LA RECONNAISSANCE DU SITE PRÉALABLEMENT À LA CONSTRUCTION EST INDISPENSABLE.

Cette démarche consiste à acquérir des informations sur la capacité des sols à porter l'ouvrage que l'on veut construire, sur les possibilités de percolation à travers la fondation après mise en charge par la retenue et sur l'aptitude au compactage des sols d'emprunt. Ces reconnaissances sont nécessaires quelle que soit l'importance du barrage à construire. Seuls les moyens mis en œuvre et la précision des résultats peuvent être ajustés à la taille de l'ouvrage et aux risques à l'aval.

L'étude de terrain ne sera pas nécessairement lourde et onéreuse si elle est pratiquée par un opérateur compétent qui a une grande habitude des reconnaissances de site de barrage et qui fera bénéficier chaque projet de son expérience avec un minimum d'investigations de terrain.

Pour la plupart des petits barrages construits dans des vallées secondaires où le substratum est situé à peine à quelques mètres de la surface (3 à 6 m dans le Sud-Ouest de la France, rarement plus)⁹², il sera souvent suffisant de réaliser une prospection à la pelle mécanique de 2 à 3 jours pour avoir une esquisse de la structure géologique du site et de la cuvette de retenue permettant

⁹² L'assise d'un barrage comprend un substratum constitué par des sols ou des roches appartenant à une série géologique du Primaire, Secondaire ou Tertiaire et des terrains de couverture récents (Quaternaire et Actuel) issus de l'altération des matériaux en place et de matériaux d'apport (alluvions et colluvions). L'étude du site exige la reconnaissance des terrains de surface et du socle sur toute la longueur d'emprise du barrage et sur une profondeur au moins égale à la hauteur du barrage, à moins qu'un substratum résistant et étanche (il doit être reconnu comme tel sur au moins 5 mètres) ne soit rencontré à une profondeur inférieure.

à l'ingénieur et au géologue d'évaluer les difficultés du projet et de proposer des options techniques adéquates :

- assurance d'une fondation suffisamment portante et étanche pour construire l'ouvrage ;
- nécessité d'une purge de la fondation pour améliorer la portance de l'assise ;
- nécessité d'un étanchement de la fondation (à l'exception de la profondeur à traiter si celle-ci intéresse le substratum) ;
- nécessité d'un étanchement de la cuvette ;
- nécessité de drainer la fondation pour accélérer la consolidation des sols à la construction, ou pour réduire la pression hydrostatique sous l'ouvrage et orienter les écoulements ;
- choix du type de barrage (homogène ou zoné, en terre ou en enrochements) en relation avec le volume et la qualité des emprunts disponibles ;
- ou abandon du projet si les difficultés du terrain et le coût des solutions techniques paraissent disproportionnées au projet.

Bien entendu, si la fondation est complexe ou s'il s'agit de construire un barrage important, une étude complémentaire à l'aide de géophysique ou/et une étude approfondie avec des sondages carottés et des essais d'eau sera nécessaire avant de porter un jugement qualitatif et de faire des choix techniques⁹³.

Les barrages « importants » construits par des techniciens et des ingénieurs spécialisés et qui ont bénéficié d'études complètes, se comportent bien, comme on a pu le vérifier. Les maîtres d'œuvre et les maîtres d'ouvrages devraient être convaincus que les reconnaissances préalables à la construction d'un barrage ne sont jamais vaines. Elles permettent de bien adapter le barrage au milieu, ce qui est une garantie de stabilité et de longévité de l'ouvrage et elles mettent tous les partenaires à l'abri de surprises de chantier et de plus-values, ce qui est non moins important.

2) LES MATÉRIAUX DOIVENT ÊTRE « COMPACTÉS ».

Nous savons que cela n'a pas toujours été le cas dans le passé et que certains ouvrages souffrent, de ce fait, d'un coefficient d'anisotropie de perméabilité marqué, responsable d'un comportement pathologique.

Le compactage des sols sur un remblai de barrage a pour but de placer le matériau dans un état de densité tel que le tassement et les déformations ultérieures de l'ouvrage soient très réduits et que les possibilités de circulation de l'eau à travers le massif soient limitées par la réduction des pores du milieu, le drain ne faisant que canaliser les écoulements vers l'extérieur.

C'est pour toutes ces raisons que l'on doit compacter les sols d'un barrage en terre. Cela signifie respecter une teneur en eau (w) et une densité sèche (γ_d/γ_w)⁹⁴ à la mise en place des terres qui doivent être prescrites dans un cahier des charges auquel l'entreprise devra se conformer (le

⁹³ On peut se reporter au chapitre III de « *Petits barrages. Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi* » (CFGB, 1997) et à « *Géologie des barrages et des retenues de petites dimensions* » (Lautrin D., 1990) pour avoir plus de précisions sur les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage.

⁹⁴ Les valeurs de γ_d/γ_w et de w à l'optimum Proctor sont spécifiques de chaque sol.

transfert des spécifications de laboratoire au chantier exigeant, naturellement, un contrôle par un opérateur compétent). Le contrôle doit rester soutenu tout au long du chantier pour éviter les anomalies locales qui pourraient annuler tous les efforts faits par ailleurs.

Aucune construction de barrage ne peut être soustraite à cette exigence sous peine, comme l'enquête en témoigne, de voir se développer des percolations anarchiques et dangereuses.

A titre indicatif, le programme d'essais de laboratoire préconisé dans « *Petits barrages. Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi* » est de 1 essai Proctor pour 15 000 à 25 000 m³ de matériaux à mettre en oeuvre, avec un minimum de cinq essais et 1 mesure de teneur en eau naturelle (W_{nat}) pour 5 000 et 10 000 m³ de matériaux. Les écarts obtenus entre les teneurs en eau naturelle des emprunts et les prescriptions retenues au cahier des charges pour le compactage des matériaux sur le chantier permettent d'évaluer l'importance des ajustements qui seront nécessaires pour optimiser la construction (nécessité de sécher ou d'humidifier les terres avant leur mise en place).

3) LE DRAINAGE D'UN BARRAGE EST INDISPENSABLE.

Le drain est un des éléments les plus importants du contrôle de la stabilité d'un barrage. Il a pour but :
 – de réduire les pressions interstitielles dans le remblai et la fondation ;
 – d'orienter plus favorablement les lignes d'écoulement de l'eau dans les sols .

Pour ces deux raisons majeures et parce qu'il s'agit d'un organe interne sur lequel il est difficile de revenir aisément et surtout économiquement en cas de défaillance, il doit toujours être réalisé avec soin.

L'enquête a permis de démontrer que lorsque le drainage est absent, ou seulement insuffisamment dimensionné, il existe des pressions interstitielles anormalement élevées dans le remblai, ou en fondation, qui diminuent la résistance au cisaillement des sols et la sécurité de l'ouvrage, sans compter le risque d'érosion interne, toujours possible, si les filets liquides arrivent en surface.

Dans ce contexte, on voit très vite qu'aucune économie de drain, arme essentielle de l'ingénieur pour canaliser les écoulements internes, ne peut se justifier.

Dans la fondation, le drainage (tapis ou/et puits) doit contrôler les infiltrations qui remontent à la surface et supprimer les sous-pressions. Dans le remblai, le drain doit être capable de maîtriser la nappe phréatique et d'intercepter toutes les circulations d'eau venant de l'amont, y compris celles qui seraient accidentelles (en liaison avec un défaut de compactage, une hétérogénéité des matériaux, une fissuration du milieu, etc...). L'option la plus sûre c'est, bien sûr, la cheminée drainante jusqu'à la cote de retenue normale (il est inutile de porter le drain à la cote des plus hautes eaux généralement maintenue pendant un temps trop court pour que le remblai se sature).

Les économies réalisées par les constructeurs en arrêtant le drain cheminée à 1 m ou 1,5 m au dessous de la cote de retenue normale sont peu crédibles dans ce contexte. Au-delà de 1,5 m, c'est une faute qui risque d'être sanctionnée tôt ou tard par des résurgences sur le talus aval et par une diminution de la stabilité du barrage.

Le drain cheminée à l'aval, qui ne permet aucun rabattement de la nappe dans les ailes du barrage, est à rejeter.

Bien entendu, la pérennité du drainage doit être assurée sous peine d'asphyxie du drain et de saturation anormale du remblai. Elle le sera si le drain est construit dans de bonnes conditions (respect des conditions de filtre et dimensions suffisantes) et si les exutoires sont protégés et entretenus régulièrement.

Nous savons que, dans ce domaine, les maîtres d'ouvrages ont beaucoup d'efforts à faire pour restituer aux barrages enquêtés du Sud-Ouest de la France une fonction drainante non équivoque. Il faudrait aussi, à l'avenir, que les maîtres d'œuvre, les bureaux d'études et les entrepreneurs, les aident dans cette tâche par la mise en place d'exutoires renforcés et faciles d'accès. Nous avons vu au § 2.8 que les options privilégiant le renforcement et la protection des émissaires du drain vertical n'entraîneraient pas des investissements importants (moins de 1 % du coût du remblai pour avoir des sorties de drain renforcées). Les dépenses supplémentaires ne peuvent donc pas servir d'alibi aux maîtres d'œuvre et aux maîtres d'ouvrages pour justifier les insuffisances actuelles. Il s'agit, avant tout, de changer les habitudes de construction et de penser davantage aux possibilités de suivi ou d'auscultation des ouvrages.

4) CHAQUE OUVRAGE DOIT ÊTRE ENTRETENU ET SURVEILLÉ.

Un barrage en terre n'est jamais, en effet, un massif inerte. Il vit et il vieillit, comme nous l'avons vu dans ce document, parce qu'il se tasse et se déforme et parce que les forces créées par l'eau dans l'ouvrage ne sont pas des forces statiques. Elles peuvent changer d'intensité et d'orientation, précisément sous l'influence des déformations du massif ou de la fondation, d'événements particuliers, de l'exploitation de la retenue, de bouleversements accidentels et devenir, de ce fait, des forces nocives.

Bien entendu la surveillance doit être adaptée à la taille du barrage et aux risques à l'aval. Pour les « grands barrages »⁹⁵, les contrôles s'inscrivent dans un contexte législatif précis⁹⁶ qui passe par l'observation et par des mesures de déplacement, de déformation, de piézométrie, de débit de drainage en fonction de la charge et d'essais réguliers des organes de sécurité.

95 En France, on assimile à des « grands barrages » ceux qui correspondent aux ouvrages de plus de 20 m de hauteur au dessus du point le plus bas du terrain naturel et dont les avant-projets et les projets sont réglementairement soumis au Comité Technique Permanent des Barrages (CTPB) depuis le décret du 13 juin 1966

La circulaire interministérielle du 27 novembre 1975 ajoute la possibilité (sans que ce soit une obligation) de consulter le CTPB pour les ouvrages de moins de 20 m de hauteur justifiant simultanément des trois critères suivants :

- hauteur au moins égale à 10 m sur le terrain naturel ;
- hauteur au-dessus de la plus basse fondation supérieure à 20 m ;
- ouvrage intéressant la sécurité publique.

96 La circulaire interministérielle 70 -15 du 14 août 1970 réglemente la surveillance des « grands barrages ».

Pour les barrages « importants » mais n'entrant pas dans la catégorie des barrages réglementés, une surveillance incluant le comportement hydraulique du massif et de la fondation devrait être systématiquement retenue.

Pour les « plus petits » barrages le suivi peut être visuel, c'est à dire qualitatif. La preuve est faite qu'un contrôle visuel périodique rigoureux, associé à une mesure du débit des drains et à un contrôle du fonctionnement des vannes, est riche en enseignements. Il permet de déceler, à peu de frais, l'anomalie de comportement dont il faudra faire une juste analyse. Encore faut-il que les propriétaires (ou les concessionnaires) responsables de la conservation et du bon état des barrages exercent ce contrôle visuel minimum. L'enquête montre que, dans ce domaine, beaucoup d'efforts restent encore à faire. Pourtant, la sécurité et la longévité des petits barrages y gagneraient incontestablement et cela vaut bien, après tout, quelques contraintes.

Le lecteur se reportera, pour plus de détails sur la surveillance et l'entretien des petits barrages aux ouvrages du CFGB, 1997 (chapitre VII), de Degoutte G. et al, 1992 et de Royet P., 1994.

CHAPITRE 5

Conclusion générale

Au terme de cet ouvrage consacré au vieillissement des barrages de moins de 20 m de hauteur dans le Sud-Ouest de la France, il faut constater que la population qui a servi de référence est très hétérogène. Elle compte des barrages bien construits et bien suivis qui présentent toutes les garanties de sécurité – ce sont généralement les plus importants et/ou les ouvrages concédés aux Sociétés d'Aménagement Régional – et des structures plus rustiques - propriétés d'ASA ou de particuliers - qui vieillissent rapidement. On en a vu les raisons : la négligence de certains maîtres d'œuvre vis à vis des précautions élémentaires de construction, les simplifications de structures inappropriées sous le prétexte de faire des économies et l'absence de suivi et de réparations diligentes.

La diversité des ouvrages et des comportements nous a permis d'analyser les principales pathologies des barrages en terre. Nous avons essayé, tout au long de ce document, de faire un parallèle entre celles-ci et les choix techniques afin de mettre en garde les maîtres d'œuvre et les maîtres d'ouvrages contre trop de simplification ou trop de laxisme à la conception et à la construction des ouvrages.

Nous souhaiterions que cette analyse permette de mieux construire les ouvrages à venir, facilite la réparation des ouvrages existants et, d'une manière générale, contribue à mieux gérer les petits barrages qui représentent un outil de travail indispensable à l'agriculture de notre pays et un patrimoine remarquable pour tous.

Bibliographie

AFEID, CFGB, 1993 – Journées nationales d'étude « Petits barrages », Bordeaux 2 et 3 février 1993, CEMAGREF Editions, 519 p.

CFGB, 1993 – Maintenance des barrages anciens. Accidents, évaluation de la sécurité, réhabilitation – Colloque technique Chambéry, septembre 1993, 406 p.

CFGB, 1997 – Petits barrages. Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, CEMAGREF Editions, 173 p.

CFGB, 1997 – Erosion interne. Typologie, Détection et Réparation, Barrages et Réservoirs n°6 – Spécial Congrès CIGB Florence, 126 p.

CFG, 1986 – Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans les systèmes de drainage et de filtration, 22 p.

CFG, 1991 – Recommandations générales pour la réalisation d'étanchéités par géomembranes, 47 p.

CIGB, 1986 – Géotextiles : filtres et transition pour barrages en remblai, bulletin 55, 129 p.

CIGB, 1990 – Sols dispersifs dans les barrages en remblai. Aperçu général, bulletin 77, 53 p.

CIGB, 1991 – Etanchéité des barrages par géomembranes : technique actuelle, bulletin 78, 140 p.

CIGB, 1993 – Barrages en remblai : protection du talus amont, bulletin 91, 121 p.

CIGB, 1994 – Vieillesse des barrages et des ouvrages annexes. Synthèse et recommandations, bulletin 93, 237 p.

CIGB, 1995 – Barrages en remblai : filtres et drains granulaires, bulletin 95, 256 p.

CIGB, 1995 – Ruptures de barrages. Analyse statistique, bulletin 99, 73 p.

CIGB, 1997 – Barrages de moins de 30 m de hauteur, bulletin 109, 179 p.

DEGOUTTE G. et al., 1992 – Guide pour le diagnostic des barrages anciens, CEMAGREF Editions, Série Hydraulique Agricole n° 13, 99 p.

DUNGLAS J., LOUDIERE D. , 1973 _ Nouvelle conception des drains dans les barrages en terre homogène de petite et moyenne dimensions – La Houille Blanche n° 5/6, pp. 461 à 465.

DURAND J. M., ROYET P., MERIAUX P., 1999 – Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale, E.I.E.R. – CEMAGREF Editions, 415 p.

FRY J. J., 1994 – L'érosion interne : quelques principes et exemples. Colloque technique du CFGB, pp. 6 – 19.

GIROUD J. P., 1997 – Filtres géotextiles : Dimensionnement et installation fiables – Géotextiles et Géomembranes, Rencontres 1997, pp. 170 à 196.

HABIB P., 1980 – Cours de mécanique des sols, ENGREF, 109 p.

JOSSEAUME et al., 1984 – Recommandations pour l'étude des digues et barrages en terre de faible hauteur, Bull. liaison Labo. P. et Ch., 130, pp. 5-23.

JOUVENTIN P., MICOL T., VERHEYDEN CH., GUEDON G. – Le ragondin. Biologie et méthodes de limitation des population ; publication ACTA (Association de Coordination Technique Agricole) Paris, 155 p.

KAPPELMEYER O., 1957 – The use of near surface temperature measurements for discovering anomalies due to causes at depth, Geophysical Prospecting, vol. 3 : 239-258, Den Haag.

KAPPELMEYER O., 1985 - Geothermic, in Angewandte geowissenschaften. Band 2. S. 436 bis 488, Hrsg. F. Bender. F. Enke Verlag. Stuttgart.

LAUTRIN D., 1990 – Géologie des barrages et des retenues de petites dimensions, CEMAGREF Editions, Série Hydraulique Agricole n° 7, 144 p.

LAUTRIN D., CLAVAUD G., 1993 – Difficultés d'aménagement d'un plan d'eau en site calcaire, Journées nationales d'études AFEID – CFGB « Petits barrages », Bordeaux 2-3 février 1993, pp. 331-342.

LAUTRIN D., ROYET P., DEGOUTTE G., 1993 – Incidents et ruptures de petits et moyens barrages en terre, Journées nationales d'études AFEID – CFGB « Petits barrages », Bordeaux 2-3 février 1993, pp. 93-106.

LAUTRIN D., 1993 – Les petits barrages en terre : faut-il faire des économies à leur construction ?, Informations Techniques du CEMAGREF, juin 1993, n° 90, note 2, 8 p.

LAUTRIN D., 1997 – Vieillesse et pathologie des barrages en remblai dans le Gers, CEMAGREF groupement de Bordeaux, 141 p.

LAUTRIN D., 1997 – L'érosion interne. Quelques exemples d'incidents et d'accidents, Session de formation continue ENGEES - CEMAGREF « Contrôle de sécurité des petits et moyens barrages », Vaux en Velin, mars 1997, 18 p.

LAUTRIN D., 1998 – Vieillessement des petits barrages en remblai, Ingénieries EAT n° 14, juin, pp. 55 à 67.

LCPC, 1989 – Les enrochements, publication n° 502620, 107 p.

MERIAUX P., ROYET P., FOLTON C., 2001 – Surveillance, Entretien et Diagnostic des digues de protection contre les inondations. Guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires, CEMAGREF, Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, CEMAGREF Editions, Série Guide pratique, 191 p.

Ministère de l'Agriculture, 1977 – Techniques des Barrages en Aménagement Rural, Paris, 326 p., réédition 1989.

POST G., LONDE P., 1953 – Les barrages en terre compactée. Pratiques Américaines, Gauthier Villars, Editeur, 180 P.

POULAIN D., 1993 – Pressions interstitielles de construction dans les barrages homogènes en matériaux argileux humides, Thèse Université de Bordeaux, 119 p.

ROYET P., 1994 – La surveillance et l'entretien des petits barrages. Guide pratique, CEMAGREF, Ministère de l'Environnement, CEMAGREF Editions, 87 p.

TOURENQ C., DENIS A., 1982 – Les essais de granulats, Rapport de recherche LCPC n° 114, juillet, 92 p.

Annexes

ANNEXE 1

PRINCIPAUX SYMBOLES UTILISES DANS LE TEXTE

- C' : cohésion drainée d'un sol [k Pa]
 C_u : cohésion non drainée d'un sol [k Pa]
 H : charge hydrostatique [m]
 i : gradient hydraulique [sans dimension]
 k : coefficient de perméabilité de Darcy [$m\ s^{-1}$]
 k_h : coefficient de perméabilité horizontale [$m\ s^{-1}$]
 k_v : coefficient de perméabilité verticale [$m\ s^{-1}$]
 L : longueur de percolation [m]
 u : pression interstitielle [k Pa]
 v : vitesse d'écoulement [$m\ s^{-1}$]
 W_{nat} : teneur en eau naturelle du sol [%]
 W_{OPN} : teneur en eau à l'optimum Proctor normal [%]
 ϕ' : angle de frottement interne du sol [degré]
 γ : poids volumique du sol [$kN\ m^{-3}$]
 γ_{sat} : poids volumique du sol saturé [$kN\ m^{-3}$]
 γ' : poids volumique déjaugé du sol [$kN\ m^{-3}$]
 γ_w : poids volumique de l'eau [$kN\ m^{-3}$]
 σ : contrainte normale totale [k Pa]
 σ' : contrainte effective [k Pa]
 τ : contrainte de cisaillement [k Pa]

ANNEXE 2 - BARRAGES EN TERRE

Répartition des effectifs

NOMBRE DE BARRAGES					
	Ouvrages de capacité < 100 000 m ³	Ouvrages de capacité ≥ 100 000m ³			Total
		100 000 ≤ V < 1 hm ³	1 hm ³ ≤ V < 10 hm ³	V ≥ 10 hm ³	
ARIEGE	108	3	2	1	114
GERS	1 683 (chiffre partiel)	102	11	2	1 798
GIRONDE	28	7	0	0	35
HAUTE-GARONNE	132	36	11	0	179
HAUTES-PYRENEES	108	8	2	2	120
LANDES	61 (recens ¹ en cours)	42	11	0	114
LOT-et-GARONNE	1 538	58	13	0	1 609
PYRENEES-ATLANTIQUES	337	19	8	0	364
TARN-et-GARONNE	1 652	36	6	0	1 694
TOTAL	5 647	311	64	5	6 027

Répartition des ressources en eau

VOLUME D'EAU STOCKE					
	Retenues < 100 000 m ³	Retenues ≥ 100 000 m ³			Total
		100 000 ≤ V < 1 hm ³	1 hm ³ ≤ V < 10 hm ³	V ≥ 10 hm ³	
ARIEGE	2 972 700	460 000	8 950 000	60 000 000	72 382 700
GERS	40 532 000	20 707 000	22 600 000	36 000 000	119 839 000
GIRONDE	440 100	2 620 000	0	0	3 060 100
HAUTE-GARONNE	6 773 000	11 197 000	21 575 000	0	39 545 000
HAUTES-PYRENEES	2 616 000	1 690 000	6 600 000	25 000 000	35 906 000
LANDES	2 386 000	12 374 000	23 850 000	0	38 610 000
LOT-et-GARONNE	24 956 800	14 752 000	23 900 000	0	63 608 800
PYRENEES-ATLANTIQUES	6 852 843	7 213 000	16 183 000	0	30 248 843
TARN-et-GARONNE	26 782 955	8 450 500	11 958 000	0	47 191 455
TOTAL	114 312 398	79 463 500	135 616 000	121 000 000	450 391 898

ANNEXE 3

Principaux barrages en terre du bassin Adour-Garonne

(retenues de capacité $\geq 1 \text{ hm}^3$)

Année de construction	Nom du barrage	Commune (Cours d'eau)	Hauteur sur TN et sur (F) (en m)	Capacité (en hm^3)	Départ.
1995	ARRET DARRE	COUSSAN – GONEZ – LASLADE – LANSAC (sur l'Arrêt Darré aff. de l'Arros)	27	11	65
1976	ASTARAC	AUSSOS (sur l'Arrats)	16	10	32
2000	AUBIN	DOAZON – ARNOS - CASTEIDE CAMI (sur l'Aubin)	16	2,2	64
1994	AYGUE LONGUE	MOMAS – MAZEROLLES (sur l'Ayguelongue)	15	3,2	64
1998	BAJAMONT	BAJAMONT (sur aff. de la Masse)	13	1	47
1994	BALAING	ARGELOS (sur le Balaing)	22	3,5	64
	BALERME	VERFEIL - TEULAT (sur le Balermé)	15,2	2	31 - 81
1989	BARADEE	BASSOUES (sur la Baradée)	11	2,5	32
1976	BASSILLON VAUZE	BASSILLON VAUZE (sur le Larcis)	15,5	1,8	64
1994	BAYLE	RENUNG (sur le Bayle)	19	2	40
1990	BOUES	SERE RUSTAING (sur le Boués)	15,7	2	65
1990	BOUEILH BOUEILHO LASQUE	BOUEILH BOUEILHO LASQUE (sur l'Arriutort)	17,6	1,2	64
1984	BOUILLAC	BOUILLAC – GARIES (sur la Nadesse)	12,5	2	82 - 31

Année de construction	Nom du barrage	Commune (Cours d'eau)	Hauteur sur TN et sur (F) (en m)	Capacité (en hm ³)	Départ.
1989	BOUSQUETARA	CONDOM (sur le Garaillon)	12,5	1	32
1981 - 1997	BOUYDRON	LEYRITZ MONCASSIN (sur aff. de l'Ourbise)	13,5	1	47
1988	BRAYSSOU	PARRANQUET - TOURLIAC (sur le Brayssou)	15	2,9	47
1993	BROUSSEAU amont	LATRILLE - SEGOS (sur le Brousseau)	15,5	2,4	40
1993	BROUSSEAU aval	AIRE sur ADOUR (sur le Brousseau)	13,5	1,85	40
1989	CABOURNIEUX	MONPARDIAC (sur le Cabournieux)	16 (23)	1,5	32
1971	CADILLON	CADILLON (sur le Lisau)	14,5	1	64
1982	CAMBERNARD	CAMBERNARD - S ^{te} FOY de PEYROLIERE (sur Saudrune)	10,3	1,47	31
1998	CANDAU	CASTILLON DEBATS - LUPIAC (sur la Gélise)	6	1,7	32
1991	CHARROS	MONGUILHEM - BOURDALAT (sur le Midou)	10	1,2	32 - 40
1982	COMBEROUGER	COMBEROUGER (sur la Tessonne)	15	1,2	82
1990 - 1991	COUDURES	COUDURES (sur le Gabas)	19	1	40
1986	DAGOUR	BOURG S ^t BERNARD - LANTA (sur le Dagour)	13,5	1,45	31
1988	FABAS	FABAS S ^t ANDRE (sur le Touch)	14	2,1	31
1997	FARGUES	FARGUES - MONTGAILLARD (sur le Bahus)	19	1	40
1995	FILLEIT	MAS D'AZIL - GABRE (sur le Filleit aff. de l'Arize)	23 (26)	4,95	09

Année de construction	Nom du barrage	Commune (Cours d'eau)	Hauteur sur TN et sur (F) (en m)	Capacité (en hm ³)	Départ.
	GANDAILLE	BEAUVILLE – PUYMIROL – ENGAYRAC (sur la Gandaille)	14	1,1	47
Vers 1975	GANET	S ^t SALVY – GALAPIAN (sur le Ganet)	15	1	47
1993	GANNE	VILLEREAL – TOURLIAC (sur la Ganne)	14,5	1,6	47
1990	GENSAC – LAVIT	GENSAC – LAVIT (sur la Sère)	11	2	82
1991	GIMONE	LUNAX – S ^t BLANCARD – PEGUILHAN – BOULOGNE sur GESSE (sur la Gimone)	29	25	32 – 31
1986	GIOULE	CAZERES – LUSSAGNET (sur le Gioule)	12	3,5	40
1988	GOUYRE	VAISSAC (sur le Gouyre)	19,5	3,4	82
1989	GRAOUSSETTE	St COLOMB de LAUZUN – SEGALAS (sur la Ourdenne)	8,8 (18)	1	47
1991	HAGETMAU	HAGETMAU – MONSEGUR (sur le r. de la Grabe)	16	2,5	40
1976 – 1977	LA BANCALIE	ROUMEGOUX – St ANTONIN de LACALM (sur le Lezert)	34	10	81
1986	LA BURE	RIEUMES – POUTCHARRAMET (sur la Bure)	16	4	31
1993	LACEPEDE	LACEPEDE – PRAYSSAS (sur le Salabert aff. du Lot)	12,5	1	47
1994	LAMBROUNNE	LAMONTJOIE S ^t VINCENT de LAMONTJOIE (sur le Lambronne aff. de l'Auvignon)		1,25	47

Année de construction	Nom du barrage	Commune (Cours d'eau)	Hauteur sur TN et sur (F) (en m)	Capacité (en hm ³)	Départ.
1992	LARAGOU	VERFEIL – MONTPILOT (sur le Laragou)	11,3	2	31 – 81
1993	LOUET	ESCAUNETS – MONTANER – PONSON DEBAT (sur le Carbouère)	28	4,6	65 – 64
1988	LEMBEYE	LEMBEYE (sur le Boscq)	15	1,4	64
1994	LESCOUROUX	EYMET – SOUMENSAC – LA SAUVETAT du DROPT (sur le Lescouroux)	18,5	8,3	47
1988	LOURBET	TOMBEBOEUF (sur le Lourbet)	10	1,6	47
1986	LOURDEN	DUHORT BACHEN – AIRE sur ADOUR (sur le Lourden)	22,5	5,1	40
1988	MARCAOUE	PELLEFIGUE (sur le Marcaoue)	16	1,5	32
1992	MARIBOT	BEAUMARCHES (sur le Maribot)		1	32
1992	MIALLET	MIALLET (sur La Côte)	20,5	5	24
1967 – 1969	MIELAN	MIELAN (sur l'Osse)	15	3,7	32
1982 – 1983	MIRAMONT SENSACQ	MIRAMONT SENSACQ (sur le Bahus)	14	1,9	40
1981	MONDELY	MONDELY (sur la Lêze)	24	4	09
1985	MONTBEL	MONTBEL (sur la Trière)	36 (42)	60	09
1973	NAILLOUX	NAILLOUX – MONTGEARD (sur le Thésauque)	12	1,2	31
2001	MOULIN D'ARASSE	LAUGNAC (sur le Bourbon)	12	1	47
1993	NETTE	CAVARC – MONMARVES – BOISSE (sur la Nette aff. de Labournègue)	12	1,2	47 – 24

Année de construction	Nom du barrage	Commune (Cours d'eau)	Hauteur sur TN et sur (F) (en m)	Capacité (en hm ³)	Départ.
1992	PARLEBOSQ ARMANON	PARLEBOSQ (sur le r. de Marianne aff. de la Gélise)	14	1	40
1987	PEYRALADE	PEYRALADE – ROQUECOR (la combe de la molle)	19,5	1,37	82
1986	PUYDARRIEUX	PUYDARRIEUX (sur la Baisole)	24	15	65 – 32
1990	SAVERES	SAVERES – LAUTIGNAC (sur la Saverette)	14,4	2,1	31
1967 - 1968	S' CRICQ	THOUX – S' CRICQ (sur l'Arcadèche)	16	3,5	32
1987	S ^{te} FOY DE PEYROLIERES	S ^{te} FOY DE PEYROLIERES (sur le Galage)	10,7	1,4	31
1987	S ^{te} FOY DE PEYROLIERES	S ^{te} FOY DE PEYROLIERES (sur la Saudrune)	12	1,1	31
1994	S' FRAJOU	S' FRAJOU – SALERM (sur l'Aussoue)	16,8	3	31
1989	St JEAN D'AUBEZIER	St PIERRE D'AUBEZIER – PEYRUSSE GRANDE (sur la Douze)	10	2,5	32
1989	SERRES CASTET	SERRES CASTET (sur le Gees)	16	1,8	64
1991 - 1992	TAILLURET	TAILLURET – LABASTIDE D'ARMAGNAC – MAULEON (sur le Loumé)	8,2	1,5	40 - 32
1990	TORDRE	GENEBRIERE (sur le Tordre)	16	2,7	82
1971 - 1972	UBY	CAZAUBON – BARBOTAN les THERMES (sur l'Uby)	8	2,5	32

CEMAGREF
DOCUMENTATION
CLERMONT-FERRAND

Le vieillissement des barrages en remblai
et leur réhabilitation sont examinés sous les aspects
techniques et économiques au travers d'une population
de 215 barrages construits
dans le Sud-Ouest de la France.

Il apparaît que le vieillissement des ouvrages est lié
aux options constructives qui tendent à réduire le coût de la
construction au mépris des règles de l'art, ainsi qu'à l'absence
de suivi et d'entretien ne permettant pas de déceler les dérives
de comportement en temps utile. Ce document explique les
mécanismes du vieillissement notamment ceux qui touchent à
la pathologie interne et aborde les aspects préventifs et
confortatifs des différents types de désordre.

L'ouvrage s'adresse aux bureaux d'études, aux maîtres d'œuvre
publics ou privés et aux maîtres d'ouvrages qui y trouveront
quelques arguments de discussion avec les bureaux d'études et
les entreprises pour réhabiliter un barrage déficient.

ISBN 2-85362-597-4

Prix : 25 € TTC



9 782853 625975