



**HAL**  
open science

## Petits barrages de ralentissement dynamique en Seine Maritime - Principes de conception et de réalisation

S. Mercklé, P. Royet

► **To cite this version:**

S. Mercklé, P. Royet. Petits barrages de ralentissement dynamique en Seine Maritime - Principes de conception et de réalisation. [Rapport Technique] irstea. 2010, pp.32. hal-02593302

**HAL Id: hal-02593302**

**<https://hal.inrae.fr/hal-02593302v1>**

Submitted on 15 May 2020

**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.



# Petits barrages de ralentissement dynamique en Seine Maritime

Principes de conception  
et de réalisation

*Expertise pour le compte de l'Agence de l'Eau Seine  
Normandie – Direction Seine-Aval*

*Juin 2010*

Auteurs : S. MERCKLE, P. ROYET

Unité de Recherche Ouvrages Hydrauliques et Hydrologie

Groupement d'Aix-en-Provence  
3275 Route CEZANNE - CS 40061  
13182 Aix-en-Provence Cedex 5  
Tél. 04 42 66 99 10 - Fax 04 42 66 88 65

# SOMMAIRE

SOMMAIRE.....	2
1. Contexte de l'intervention.....	3
1.1. Contexte institutionnel.....	3
1.2. Contexte physique.....	4
1.2.1. L'aléa.....	4
1.2.2. Les enjeux.....	8
1.3. Principes actuels des aménagements.....	9
1.3.1. Typologie.....	9
1.3.2. L'effet attendu des retenues.....	9
1.3.3. Les risques liés à ces ouvrages.....	10
2. Eléments de conception des ouvrages neufs.....	11
2.1. Choix du site d'implantation – Efficacité hydraulique.....	11
2.2. Fonction(s) et contraintes des ouvrages.....	11
2.3. Hydrologie prise en compte.....	12
2.3.1. Difficulté d'évaluation de la transformation pluie-débit.....	12
2.3.2. Protection de l'aval – $T_{\text{protection}}$ .....	13
2.3.3. Protection de l'ouvrage lui-même – $T_{\text{sûreté}}$ .....	15
2.4. Dimensionnement hydraulique.....	16
2.4.1. Organes de régulation.....	16
2.4.2. Evacuateur de crues.....	17
2.5. Eléments de conception du Génie civil de l'ouvrage.....	19
2.5.1. Le remblai.....	19
2.5.2. Les fondations.....	21
2.5.3. Les organes hydrauliques.....	23
2.5.4. La surveillance et l'auscultation.....	26
3. Réhabilitation d'ouvrages existants.....	28
4. Réalisation des ouvrages.....	30
4.1. Réalisation des remblais.....	30
4.2. Réalisation des organes hydrauliques.....	31
5. Conclusion.....	32
ANNEXES.....	33
1. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	33
2. EXTRAITS D'ARTICLES OU D'OUVRAGES DE REFERENCE.....	33

# 1. Contexte de l'intervention

---

## 1.1. Contexte institutionnel

Une politique volontariste de lutte contre les inondations et l'érosion des sols est portée par de multiples maîtres d'ouvrages en Seine Maritime avec notamment le soutien financier de l'Agence de l'eau Seine Normandie. Les aménagements consistent en particulier en des barrages en remblai à vocation de ralentissement dynamique des crues.

Les interrogations soulevées par les maîtres d'ouvrages quant à certains éléments de conception ou de réalisation de ces ouvrages qui se multiplient sur le département ont conduit l'Agence de l'Eau Seine Normandie à missionner le Cemagref pour :

- analyser ces pratiques au travers de l'expertise de quelques ouvrages;
- proposer une synthèse des règles de conception et de construction applicables au contexte particulier de ces petits ouvrages.

La mission du Cemagref a comporté les phases suivantes :

- déplacement en Seine-Maritime pour rencontrer les acteurs et visiter une sélection d'ouvrages ;
- analyse de dossiers techniques ;
- rédaction du présent rapport en version provisoire ;
- séance de restitution (le 1<sup>er</sup> juin 2010) devant plus de 150 personnes (élus, responsables techniques des Syndicats, administrations, bureaux d'études, entreprises) ;
- finalisation du présent rapport.

Nous remercions chaleureusement les intervenants rencontrés lors de cette mission, pour les informations qui ont été mises à notre disposition et pour la richesse des échanges que nous avons eus. Ces remerciements s'adressent plus particulièrement à :

- l'Agence de l'Eau – Direction Seine Aval : M. Vincent MARTIN (Chargé de projet) et M. Sébastien TELLIER (Chargé d'études à l'AESN à Nanterre) ;
- L'AREAS – Association Régionale pour l'Etude et l'Amélioration des Sols : M. Jean-François OUVRY (Directeur), Mme Mya BOUZID et M. Olivier BRICARD (Chargés de missions) ;
- 3 collectivités assurant la maîtrise d'ouvrage de ce type d'aménagements :
  - Le Syndicat Mixte des Bassins Versants de l'Austreberthe et du Saffimbec : M. Michel CORTINOVIS (Président) et Mme Valérie DRUHEN (Coordinatrice) ;
  - Le Syndicat des Bassins Versants de Saane, Vienne et Scie : M. Laurent TOPIN (Ingénieur-Coordinateur) ;
  - La Communauté d'Agglomération Havraise : M. Emmanuel HAUCHARD (Chef de Service), Mme Sophie MAILLOT et M. Jean-Paul DUCATEZ.

## 1.2. Contexte physique

Ce chapitre n'a pas pour vocation de décrire de manière exhaustive le contexte dans lequel s'inscrivent les aménagements étudiés, mais plutôt de mettre brièvement en lumière les particularités que l'on rencontre ici et qui sont à intégrer dans la réflexion à mener sur ces aménagements.

Les éléments de description sont principalement issus de :

- *Ouvrages de ralentissement dynamique des crues et prévention des inondations, Exposés de l'AREAS – J.-F. OUVRY dans le cadre de stages de formation continue ENGREF-IFORE, les 18 mai 2006 et 24 octobre 2008 ;*
- *Processus hydrologiques dans l'aquifère crayeux karstifié de Haute Normandie, Conférence de Jean-Paul Dumont UMR CNRS 6143 M3C, organisée par l'AREAS le 10/09/2009 ;*
- *Système d'anticipation des épisodes hivernaux générateurs de désordres hydrologiques - Conclusions de l'étude de faisabilité – François HELLOCO, Consultant et Jean-Baptiste RICHET, AREAS (28 avril 2003), téléchargeable sur le site <http://www.areas.asso.fr> ;*
- *Rapport d'expertise hydraulique et hydrologique, Crue du 16 juin 1997 à Saint-Martin de Boscherville et Villers-Ecalles. O. Gilard, Y. Nedelec. Cemagref – Septembre 1997 ;*
- *Inondations et coulées boueuses en Seine-Maritime. Propositions pour un plan d'action. Rapport de l'Inspection Générale de l'Environnement, 11 décembre 2001 (Affaire IGE n°IGE/00/032) ;*
- *Eléments proposés par E. Hauchard et JP. Ducatez – CODAH – mai 2010 ;*

### 1.2.1. L'aléa

#### 1.2.1.1. Les bassins versants : topographie, occupation du sol, aperçu de la géologie

La topographie régionale<sup>1</sup> est constituée de vastes plateaux d'altitude modérée, profondément incisés par des vallées étroites. Les pentes des talwegs et de leurs versants peuvent être relativement élevées, de l'ordre de quelques %.

L'occupation des sols est majoritairement agricole : zones boisées, prairies et terres labourées avec, sur ces dernières décennies, une tendance à la mise en culture d'anciennes prairies.

---

<sup>1</sup> La description qui suit s'applique à l'essentiel du département de la Seine-Maritime, à l'exception toutefois du Pays de Bray.

Schématiquement, on peut retenir que le sous-sol crayeux karstifié est surmonté d'une couche d'argile à silex (épaisseur de l'ordre de quelques mètres à 20 m), elle-même recouverte d'une couche de limons ou lœss (épaisseur de l'ordre de 1 à 5 m). Entre l'argile à silex de décalcification de la craie et les limons, on trouve fréquemment des dépôts sableux tertiaires ponctuellement grésifiés. Ces poches très localisées facilitent toutefois la circulation des eaux dans le sol.

Du fait de la stratigraphie des formations superficielles, il peut exister des circulations d'eau préférentielles sur plusieurs niveaux :

- à l'interface limon/argile à silex ;
- à l'interface limon/colluvion de pente ou colluvion de pente/argile sur les versants ;
- à l'interface limon/alluvions récentes ou plus anciennes dans les fonds de thalwegs et les vallées

A noter qu'en cas de pluies significatives un écoulement s'effectue au sein des formations superficielles dans les fonds de thalwegs et notamment dans les alluvions sous-jacentes aux limons. Par ailleurs, quel que soit le type d'interface auquel on a affaire, la présence de sables tertiaires constitue toujours un facteur favorisant la circulation de l'eau dans le sol.

Le sous-sol crayeux est propice à la formation de très nombreuses dolines (régionalement appelées bétoires) dans lesquelles s'engouffrent les ruissellements des petits bassins versants.

Du fait de la circulation karstique des eaux, on observe finalement un réseau hydrographique très peu dense (chevelu quasi absent). La plupart des talwegs, formes héritées mises en place sous climat périglaciaires au Quaternaire, ne sont qu'exceptionnellement en eau : il faut pour cela que le sol ait été rendu moins perméable (par apparition d'une croûte de battance), ou que les pluies soient particulièrement intenses et abondantes. Aussi, nombre de fonds de vallées sont occupés non pas par des fossés ou des ruisseaux mais uniquement par des chemins ou des routes : en cas de ruissellements importants, les écoulements empruntent ces voies et y causent des dégâts, ainsi que dans les zones habitées riveraines.

L'hydrogéologie du plateau karstique se caractérise principalement par la présence de la nappe de la craie. Le niveau de la surface piézométrique de cette nappe peut varier de l'ordre de quelques mètres à la dizaine de mètres en fonction des variations pluviométriques interannuelles selon des cycles variant généralement de 4 à 7 ans. Le fonctionnement karstique du plateau conduit à l'apparition de sources par déversement de la nappe uniquement dans les vallées les plus importantes et fortement encaissées. Toutefois, du fait des battements du niveau de la nappe, celle-ci peut devenir sub-affleurante dans les fonds de thalwegs les plus marqués en amont des zones de sources.

### 1.2.1.2. Une géologie souvent délicate pour l'implantation d'ouvrages hydrauliques : bétoires et autres problématiques

Les caractéristiques de la géologie locale sont à l'origine de contraintes qui devront être prise en compte lors de la conception des ouvrages :

- la circulation karstique au sein de la craie est à l'origine de l'existence de conduits karstiques allant de quelques centimètres de diamètre à quelques mètres pour les plus importants. Ces conduits se situent généralement sous les fonds de thalwegs. Toutefois la présence de nombreuses diaclases et failles favorisent le développement de ces réseaux y compris sous le plateau. Lorsque ces conduits remontent vers la surface, ils sont en relation le plus souvent avec des poches de dissolution favorisant l'engouffrement des eaux de surface vers ces conduits : ce sont les bétoires (appellation locales) constituant l'exokarst, plus rarement appelées dolines lorsque leur taille est plus importante.

Ces bétoires mais également ces conduits karstiques parfois à faible profondeur sont particulièrement redoutés dans l'environnement de projets de barrages : ils conduisent habituellement les concepteurs à prendre des dispositions constructives qui peuvent s'avérer très onéreuses, voire à changer de site pour l'implantation de l'ouvrage. Les bétoires sont généralement visibles en surface suite à un décapage de la terre végétale et un examen attentif des fonds de fouille des aménagements. Ces précautions sont indispensables afin de s'affranchir de leur présence et mettre en œuvre certaines dispositions constructives. La détection des conduits karstiques est en revanche bien plus délicate, voire impossible, en raison de leur faibles dimensions. De ce point de vue, les différents sondages effectués ainsi que la mise en œuvre de techniques géophysiques sont loin de constituer une parade absolue.

Il est à noter que l'ouverture des bétoires en surface peut survenir à n'importe quel moment de l'année et sur n'importe quel site après de longs épisodes pluvieux d'hiver, mais également après des périodes de pluies orageuses de printemps ou d'été voire après une longue période sèche ! Si effectivement on observe une tendance accrue de l'ouverture des bétoires après de longs hiver pluvieux on ne peut lier directement les incidents rencontrés d'ouvertures de bétoires sur des ouvrages hydrauliques à ce type de période en particulier.

Il faut en outre distinguer les bétoires d'origine naturelle des puits et chambres de marnières (carrières souterraines d'exploitation de la craie aujourd'hui fermées) qui sont d'origine anthropique mais qui peuvent également poser de nombreux problèmes pour la réalisation d'un ouvrage. La recherche historique vient dans ce cas compléter les investigations qui sont sur le plan géotechnique plus simples que pour le réseau karstique.

- la circulation des eaux est également favorisée au niveau des interfaces limons/argiles ; limons/colluvions, colluvions/argile, et bien évidemment au niveau des sables tertiaires et des alluvions quaternaires. Des coupures d'étanchéité doivent par conséquent être réalisées pour tenir compte de ces venues d'eau potentielles.
- la circulation d'eau est également fréquente dans les alluvions lors des épisodes pluvieux significatifs.
- enfin la nappe de la craie peut, sur certains fonds de thalwegs, être sub-affleurante et venir baigner les fondations d'un ouvrage hydraulique. Après une forte période de recharge, un ouvrage habituellement non concerné mais se situant en amont d'une zone où la nappe est sub-affleurante pourra également être concerné en cas de remonté du niveau piézométrique de la nappe de la craie et/ou de la nappe alluviale associée en fond de thalweg.

### 1.2.1.3. Précipitations et ruissellement

Le contexte climatique océanique de la Seine Maritime n'est pas caractérisé par des phénomènes pluvieux particulièrement violents (en comparaison avec ce que l'on peut rencontrer en d'autres régions de France métropolitaine), mais plutôt par une pluviométrie régulière. Sur de courtes durées, on peut cependant enregistrer de fortes intensités pluviométriques, en particulier lors d'orages.

Globalement, la perméabilité des formations superficielles permet une bonne infiltration des eaux de pluie (de l'ordre de 30 à 60 mm/h – à comparer à la pluie décennale sur une heure qui est de l'ordre de 25 mm), hors apparition, sur les sols labourés, du phénomène de croûte de battance qui conduit à une « fermeture » des sols et à l'augmentation du ruissellement au détriment de l'infiltration (qui chute radicalement à 1 ou 2 mm/h). Huit années sur dix, la formation de cette croûte de battance est complète entre l'automne et le début de l'hiver. Le risque de désordres hydrologiques majeurs en hiver sous pluie peu intense a finalement été caractérisé par *HELLOCO et RICHET* de la manière suivante : pour les bassins versants de plusieurs km<sup>2</sup>, les ruissellements importants (> 3mm) interviennent lorsque :

- le cumul des pluies de la décade, pluie génératrice du ruissellement comprise, dépasse 70 mm ;

*ET*

- la pluie génératrice du ruissellement dépasse 15 mm.

Il est à noter qu'au sein de ces phénomènes advectifs dépressionnaires d'hiver se développent parfois des noyaux convectifs à caractère orageux capables des générer des pluies de plus forte intensité aggravant ainsi les processus décrits ci-dessus.

En plus des phénomènes pluvieux dépressionnaires en période de recharge, il existe des phénomènes convectifs de type orageux principalement au printemps et en été. Généralement plus localisés, ces phénomènes provoquent cependant également des phénomènes de ruissellement importants alors même que les sols ne sont pas entièrement fermés par la croûte de battance. Ces pluies orageuses correspondent généralement à des cumuls pluviométriques de plusieurs dizaines de millimètres par heure. Il est à noter que ces phénomènes orageux, organisés en lignes de grain plus ou moins larges ou bien se succédant, touchent parfois des zones plus vastes pouvant alors provoquer des inondations particulièrement importantes.

S'ajoute également au phénomène de forts ruissellements, celui des coulées boueuses du fait de l'érosion des sols labourés, constitués de matériaux fins particulièrement érodables (ancien dépôts éolien de type loess).



### 1.2.2. Les enjeux

Le rapport de l'Inspection Générale de l'Environnement mentionne que, au regard notamment des statistiques de la Caisse centrale de réassurance les dommages, les dommages provoqués par les inondations par ruissellement et coulées boueuses en Seine Maritime sont tout à fait significatifs au plan national, le montant cumulé de sinistres déclarés sur la période 1997-1999 s'élevant à 61 millions d'euros.

Les enjeux rencontrés localement peuvent être de nature et d'importance diverses : prairie, bois, plan d'eau, terrain de sport, terre cultivée, route communale, route départementale, route nationale, voie ferrée, commerce, service, industrie, captage AEP, camping, habitat dispersé, habitat dense, établissement public sensible (écoles, crèches, maisons de retraite,...), centre de secours (hôpital, clinique, pompiers, ...).

## 1.3. Principes actuels des aménagements

### 1.3.1. Typologie

La stratégie de lutte contre les inondations par ruissellement actuellement mise en œuvre porte sur plusieurs volets :

- amélioration des pratiques agronomiques, encouragement du maintien de surfaces en prairies ;
- aménagements « d'hydraulique douce » : talus plantés, fossés à redents, bandes enherbées,...
- ouvrages plus structurants de rétention, objet du présent rapport.

Sur ce dernier volet, il est constaté sur la région que les retenues ont généralement une **hauteur inférieure à 5 m**, et un **volume de stockage inférieur à 50 000 m<sup>3</sup>**.

Schématiquement, la lutte contre l'érosion relève des deux premiers volets tandis que l'écrêtement des crues relève principalement du troisième volet.

### 1.3.2. L'effet attendu des retenues

Les objectifs assignés à ces aménagements sont à la fois de ralentir les flux à l'échelle d'un bassin versant et de résoudre des problèmes locaux.

Pour faire face à la forte dispersion des enjeux, certaines retenues sont positionnées au sein des bassins versants, parfois relativement loin des enjeux aval. L'objectif est dans ce cas de créer une zone de rétention dont le fonctionnement laminera une partie des écoulements interceptés et aura un effet positif sur la dynamique des crues. Dans cette configuration, le gain de protection apporté par l'aménagement est délicat à quantifier, mais on peut considérer que l'ouvrage participe à une stratégie globale de ralentissement des crues.

Lorsque la conception de l'ouvrage est guidée par une problématique locale particulière, la démarche de dimensionnement suivie permet d'appréhender les objectifs quantifiés de protection assignés à ces ouvrages :

- débit de fuite calibré sur la débitance des ouvrages dans les zones aval à enjeux ; à noter que ce principe n'est pas toujours celui qui est mis en œuvre, le débit de fuite étant parfois calé vis-à-vis d'un objectif de durée de vidange de la retenue (par exemple vidange en moins de 24 h) ;
- utilisation de pluies de projet « type » dans la modélisation. A titre d'exemple, certains projets sont basés sur des pluies définies de la manière suivante :
  - « - Une pluie de période de retour de 10 ans, d'une durée totale de 2 heures, en forme de double triangle prenant en compte une durée de pluie intense de 30 min. La hauteur totale de la pluie est de l'ordre de 30 mm. Cette pluie est caractéristique d'une pluie d'orage d'été ;
  - Une pluie de période de retour de 10 ans, d'une durée totale de 24 heures, de forme triangulaire simple (sans période intense) et d'une hauteur totale de 54 mm. Cette pluie est plus typique d'un événement pluvieux hivernal. »

C'est à partir de ces données pluviométriques et de méthodes de transformation de pluies en débits (méthode rationnelle ou SCS), que sont définis les hydrogrammes de crues de projet qui servent à déterminer les volumes de stockage nécessaires.

### 1.3.3. Les risques liés à ces ouvrages

La dimension modeste de ces ouvrages fait que, dans la plupart des cas, ils ne représentent probablement pas un enjeu majeur au titre de la sécurité publique. Cependant, la vulnérabilité parfois très forte des zones habitées en aval, face à des écoulements concentrés ne transitant pas dans un réseau hydrographique classique, mais empruntant des chemins, des routes, des points bas aménagés sans vocation hydraulique, peut conduire à regarder certains de ces aménagements comme pouvant avoir des conséquences importantes en cas de rupture.

Du point de vue réglementaire, les ouvrages relèvent donc, d'un point de vue géométrique, de la classe D ( $H^2V^{1/2} \ll 20$ ). Avec de telles dimensions, le classement d'une chaîne de barrages en classe C (dont le volume total dépasserait  $640\,000\text{ m}^3$  pour que le critère  $H^2 * \sqrt{\sum V_i} \geq 20$  soit observé) n'est probablement pas à envisager. Seule la présence d'enjeux à l'aval immédiat d'un ouvrage pourrait justifier le sur-classement d'ouvrage de la classe D en C.

## 2. Eléments de conception des ouvrages neufs

### 2.1. Choix du site d'implantation – Efficacité hydraulique

Pour avoir une efficacité optimale, les ouvrages de ralentissement dynamique doivent être placés en amont et le plus près possible des enjeux à protéger. On assure ainsi le contrôle d'une surface de bassin versant maximal.

La topographie du site d'implantation peut également être plus ou moins propice à créer un volume de stockage important. Il nous semble que le principe retenu de ne réaliser que des retenues de dimensions réduites ( $H < 5$  m et  $V < 50\,000$  m<sup>3</sup>), et de multiplier en grand nombre ce type d'aménagement devrait être réexaminé. Soulignons ici que la « confiance » que l'on peut accorder à un ouvrage ne dépend pas de sa taille : même modeste, s'il est mal conçu et/ou réalisé, un petit barrage pourra être dangereux. A l'inverse, un ouvrage important, pour lequel on aura engagé des moyens adéquats au stade de la conception, des reconnaissances de terrain et de la réalisation sera bien plus sûr.

Par ailleurs, la forme géométrique des vallées fait que le volume de stockage croît sensiblement plus vite que la hauteur de l'ouvrage : autrement dit, lors de l'élévation de la cote d'un plan d'eau, ce sont les derniers mètres qui stockent le plus d'eau. En se privant un peu « dogmatiquement » d'ouvrages supérieurs à 5 mètres, on renonce probablement à des capacités d'écrêtement significatives.

### 2.2. Fonction(s) et contraintes des ouvrages

Nous avons pu relever parfois des ambiguïtés dans la fonction des ouvrages, avec des fonctions mal définies ou antagonistes. Cela concerne en particulier les fonctions de retenue des sédiments et de lutte contre la pollution des eaux de ruissellement routier, voire de recharge de nappe.

La fonction principale (et le plus souvent unique) de ces barrages est l'écrêtement des crues rares. Pour satisfaire au mieux cette fonction, il faut respecter les principes suivants :

- le barrage doit laisser passer les crues courantes, celles qui transitent sans problème dans le réseau hydrographique aval ;
- tout stockage volontaire d'eau pour les petites crues va limiter l'efficacité de l'ouvrage pour les crues rares, celles où justement on a besoin de tout le volume disponible<sup>2</sup> ;
- dans la limite du débit admissible en aval, la vidange de la retenue après chaque crue sera la plus rapide possible, de façon à disposer d'un ouvrage opérationnel en cas de survenance d'une deuxième crue rapprochée.

<sup>2</sup> Contrairement à une idée reçue, un barrage écrêteur qui se remplit souvent n'est pas des plus efficaces.

A cela s'ajoutent des contraintes d'exploitation dans un contexte d'ouvrages très nombreux, disséminés sur un vaste territoire et exploités par des gestionnaires qui ne sont pas forcément organisés en systèmes d'astreinte. Cela conduit à recommander des ouvrages ne nécessitant pas d'intervention humaine en crue (incidemment, on évite tout risque de fausse manœuvre) et demandant un minimum d'intervention post-crue.

**Cela conduit à largement dimensionner les conduits de vidange et leurs grilles de protection, à ne pas les équiper de vannages et à prévoir un auto-curage des conduits.**

Avec de telles dispositions, si l'on peut imaginer de stocker dans la retenue les matériaux transportés par charriage (ils vont se déposer préférentiellement en queue de retenue), le barrage sera pratiquement transparent vis-à-vis des matières en suspension.

Et de telles dispositions sont évidemment incompatibles avec la fonction de retenue de la pollution des eaux de ruissellement des chaussées, ainsi qu'avec la fonction de recharge des nappes (si tant est que cette fonction soit réaliste dans le contexte hydrogéologique local).

## 2.3. Hydrologie prise en compte

### 2.3.1. Difficulté d'évaluation de la transformation pluie-débit

Le présent rapport n'a pas pour objet l'analyse des hypothèses et des méthodes hydrologiques et hydrauliques retenues pour le dimensionnement des ouvrages. Nous soulignons simplement ici l'importance de cette étape de la conception des aménagements, en rappelant :

- qu'un volume de stockage de 5 000 m<sup>3</sup>, interceptant un bassin versant de 1 km<sup>2</sup>, correspond à une rétention de 5 mm répartis sur l'ensemble du bassin versant. On voit par là que la bonne caractérisation des ruissellements est fondamentale pour la juste estimation du bénéfice que l'on peut attendre de ces aménagements : en effet, l'incertitude dans les volumes ruisselés (à partir d'une même pluie) peut facilement être du même ordre de grandeur que la capacité de stockage que l'on est en train de concevoir ;
- que, selon les hypothèses de ruissellement, la pluie décennale ou centennale n'aboutit pas forcément à une bonne évaluation de la crue respectivement décennale ou centennale ;
- que le rapport de la mission d'inspection générale de l'environnement a souligné la nécessité de pouvoir s'appuyer sur des études intégrant les acquis scientifiques récents, exploitant l'ensemble des données disponibles (données récentes relatives aux déclarations de catastrophes naturelles, données hydrométriques et pluviométriques,...) et se plaçant dans une situation suffisamment prospective quant à l'évolution de l'occupation des sols.

La prise en compte du phénomène de croûte de battance et la forte augmentation du ruissellement qui en découle est très délicate mais pourtant indispensable au dimensionnement et à la justification des barrages écrêteurs de crues. Aussi, nous rappelons que :

- le choix de la (ou des) pluie(s) de projet ;
- leur transformation en ruissellement ;
- le transfert de ces ruissellements au sein du bassin versant vers l'exutoire ;

sont des points fondamentaux dans la démarche de conception de ces ouvrages sur lesquels il est justifié de porter une attention toute particulière.

En ce qui concerne le choix des pluies de projets, nous avons vu au §1.3.2. que deux pluies sont utilisées, correspondant à des événements de période de retour  $T=10$  ans, sur une durée de 2h ou 24h. Nous indiquons que cette démarche pourrait être affinée, pour la conception des ouvrages les plus importants, par un élargissement du panel des durées de pluies testées, en ajoutant notamment une pluie de durée égale au temps de concentration du bassin versant intercepté par l'ouvrage en question.

De même, pour la transformation de la pluie en débit, il conviendrait de tenir compte de l'occupation des sols (part des terres cultivées nues) selon la saison et de la chute de l'infiltration avec la couche de battance.

Ces aspects mériteraient un travail de recherche-développement spécifique, sur lequel des propositions sont en cours.

Des éléments d'hydrologie pourront être trouvés dans les références bibliographiques mentionnées en annexe, sous les rubriques « Hydrologie » et « Ralentissement dynamique ». La question particulière de la juste prise en compte de la forte variabilité de la transformation de la pluie en débits n'y est cependant pas abordée de manière spécifique.

### 2.3.2. Protection de l'aval – $T_{\text{protection}}$

La démarche de conception des ouvrages de ralentissement dynamique est habituellement fondée sur un objectif de protection d'enjeux localisés à l'aval. Cet objectif se construit en identifiant, pour les zones à protéger :

- les débits à partir desquels on observe des dégâts (ce qui va fixer le débit maxi des pertuis) ;
- et la période de retour des événements contre lesquels on souhaite se protéger (ce qui va fixer le volume de la retenue).

Une fois la valeur maximale du débit de fuite estimée et la période de retour de protection  $T_{\text{protection}}$  fixée, les calculs de laminage effectués pour des crues engendrées par une gamme de pluies, de formes et de durées différentes mais toutes représentatives d'une période de retour égale à  $T_{\text{protection}}$  permettent de déterminer le volume de stockage à constituer. Ce volume correspond à la pluie de durée et de forme la plus pénalisante possible pour la période de retour  $T_{\text{protection}}$ , et il doit pouvoir être stocké avec un plan d'eau à la cote de surverse de l'évacuateur de crues (cote RN).

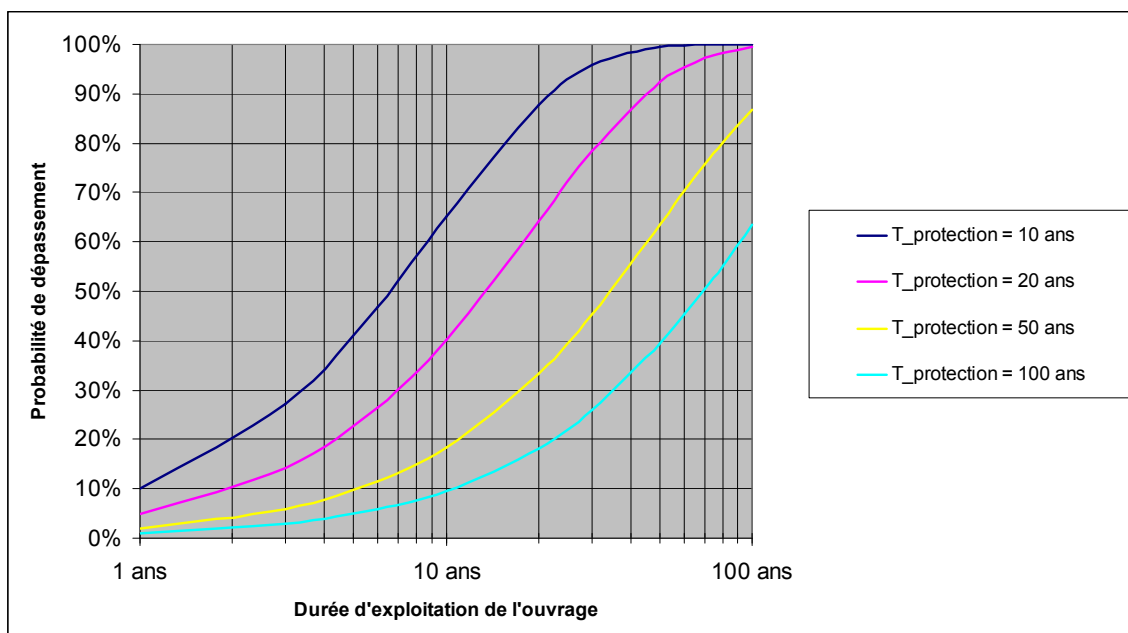
Les concepteurs des ouvrages étudiés ont probablement suivi de type de raisonnement, mais les documents qui nous ont été transmis ne nous ont pas permis d'identifier précisément des objectifs chiffrés de réduction des débits à l'aval de chacun des aménagements, ni la période de retour des événements contre lesquels on souhaite se protéger. Les hypothèses faites sur les pluies permettent d'estimer que l'objectif assigné (au moins implicitement) à ces ouvrages, correspond à une période de retour au dépassement de l'ordre de 10 ans.

La valeur retenue pour la période de retour de protection de l'aval correspond à un choix d'aménagement fait par le maître d'ouvrage, fondé notamment sur un raisonnement technico-économique. Il n'est pas souhaitable de fixer a priori et une fois pour toutes un niveau minimal de protection à atteindre : une analyse propre à chaque aménagement reste préférable.

Pour appréhender un peu différemment les conséquences de la valeur choisie pour la période de retour  $T_{\text{protection}}$ , le tableau et le graphique ci-dessous illustrent le risque d'observer au moins un événement supérieur à l'événement de référence (correspondant à  $T_{\text{protection}}$ ), sur une durée donnée qualifiée de « durée d'exploitation de l'ouvrage ».

Durée d'exploitation de l'ouvrage \ Période de retour $T_{\text{protection}}$	1 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
10 ans	10%	65%	88%	99%	100%
20 ans	5%	40%	64%	92%	99%
50 ans	2%	18%	33%	64%	87%
100 ans	1%	10%	18%	39%	63%

Probabilité d'observer, sur la durée d'exploitation de l'ouvrage, au moins un événement supérieur à l'événement de référence correspondant à  $T_{\text{protection}}$ .



Représentation graphique de la probabilité d'observer, sur la durée d'exploitation de l'ouvrage, au moins un événement supérieur à l'événement de référence correspondant à  $T_{\text{protection}}$ .

### 2.3.3. Protection de l'ouvrage lui-même – $T_{\text{sureté}}$

Il est fondamental de bien dissocier la période de retour de protection de l'aval  $T_{\text{protection}}$  (abordée au 2.3.2. et dont le choix relève exclusivement des objectifs que se donne le maître d'ouvrage) et la période de retour de sureté de l'ouvrage lui-même  $T_{\text{sureté}}$ .

Le choix de  $T_{\text{sureté}}$  doit respecter les recommandations établies notamment par le CFBR (Comité Français des Barrages et Réservoirs). Dans le guide « Petits Barrages », le CFBR préconise d'adapter cette période de retour en fonction du paramètre  $H^2\sqrt{V}$  de l'ouvrage :

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

Ces valeurs ne tiennent pas compte de la vulnérabilité à l'aval. Le CFBR précise également : « Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique<sup>3</sup>, la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans, quelle que soit la valeur de  $H^2\sqrt{V}$ . »

Les dimensions et les enjeux à l'aval parfois immédiat des ouvrages nous montrent donc que la période de retour à retenir pour  $T_{\text{sureté}}$  est, dans la plupart des cas, de l'ordre de **500 ans à 1000 ans**. Dans le cas particulier d'ouvrages très modestes, ne comportant pas d'enjeux suffisamment proches à l'aval,  $T_{\text{sureté}}$  de l'ordre de 100 ans pourrait être conservée.

Nous signalons qu'un groupe de travail se réunit actuellement sous l'égide du CFBR pour élaborer des recommandations sur le thème de la sécurité des évacuateurs de crues. Il conviendra de se référer dès que possible à ces travaux pour la conception des futurs aménagements.

Nous indiquons que les dossiers qui nous ont été proposés retenaient pour  $T_{\text{sureté}}$  une période de retour de 100 ans seulement. En outre, l'estimation des crues rares à partir d'un simple ratio appliqué à la crue décennale (par exemple  $Q_{100}=2*Q_{10}$ ) n'est pas suffisante au stade d'un projet de conception de barrage écrêteur de crue.

<sup>3</sup> Au sens où leur rupture éventuelle aurait pour conséquence d'augmenter nettement sur des zones habitées les effets des crues vis-à-vis desquelles ils sont censés apporter une protection.



## 2.4. Dimensionnement hydraulique

### 2.4.1. Organes de régulation

La débitance des organes de régulation n'est souvent affichée que pour la pleine charge. Est-ce cette unique valeur qui a été utilisée dans les calculs de laminage réalisés ? Il nous semblerait intéressant d'affiner l'approche en estimant une loi plus complète de la valeur du débit de fuite en fonction du niveau du plan d'eau dans la retenue, et d'utiliser cette loi dans les calculs de laminage réalisés pour estimer le volume de rétention nécessaire ou l'efficacité de la retenue par rapport à une crue donnée.

La débitance des organes de régulation semble en outre (au moins dans certains cas) avoir été calculée en utilisant une loi d'orifice dénoyé à partir de la section des ouvertures dans les cloisons centrales des chambres de régulation implantées dans les remblais. Or, les ouvrages de régulation mis en place comprennent généralement :

- une prise dans la retenue, équipée d'une grille anti-embâcles ;
- une conduite amont qui débouche dans une chambre de régulation ;
- une chambre de régulation avec une cloison centrale équipée de plusieurs ouvertures étagées ;
- une ou plusieurs conduites aval (parfois de grande longueur comme pour SCPI-07).

Ce type de conception impose de prendre en compte les pertes de charge qui interviennent tout au long de l'écoulement dans l'organe de régulation, et de distinguer les cas où les écoulements sont influencés par un niveau aval (orifices pouvant être ennoyés dans la chambre de régulation, et le cas échéant niveau imposé à l'aval de la conduite de restitution).

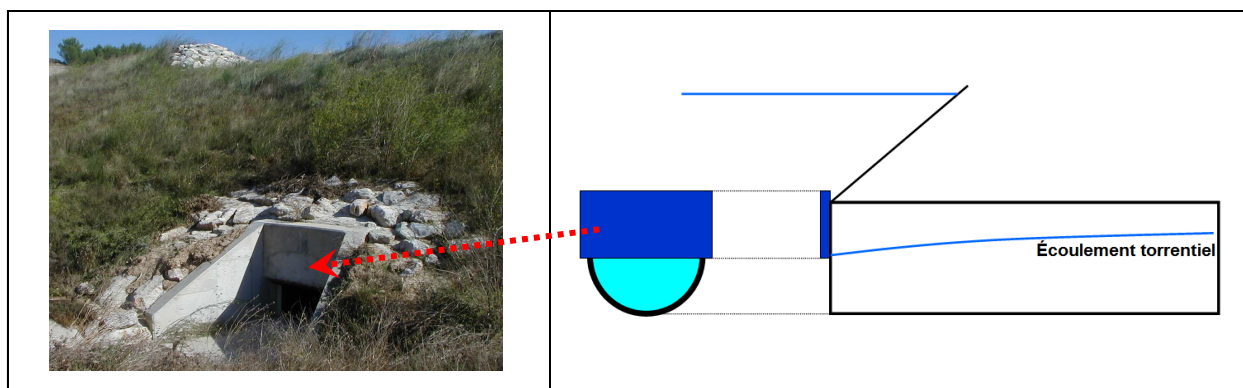
Cette remarque nous conduit à formuler ici une proposition de conception alternative des organes de régulation : il nous semble préférable de les concevoir avec une **section de contrôle en amont du dispositif** et assurer un **écoulement à surface libre dans la conduite** qui traverse le remblai. Ainsi, on ne risque pas l'introduction d'écoulements de la conduite vers le cœur du remblai, et l'estimation de la loi de débitance de l'ensemble du dispositif est plus simple. La réalisation de l'ouvrage en serait, nous semble-t-il, également nettement simplifiée.

La question d'une conduite unique ou de plusieurs conduites étagées a également été posée. Le seul argument qui nous semble recevable en faveur de plusieurs conduites étagées est la meilleure progressivité des débits aval en cours de crue ; cependant cet argument qui peut être important pour certains grands barrages nous semble secondaire pour les petits ouvrages, pour autant que l'on ait bien dimensionné le pertuis en fonction du débit non dommageable en aval.

A contrario de nombreux arguments plaident en faveur d'une conduite unique :

- on limite les difficultés de liaison conduite – remblai et donc les risques de développement d'érosion à ces interfaces ;
- on simplifie le chantier ;
- on passe dans des gammes de conduites plus facilement visitables ;
- au final, le coût est moins élevé.

Enfin, il faut analyser au cas par cas si la condition supplémentaire imposée au débit de fuite, qui est d'assurer une durée de vidange inférieure à 24 h, a des conséquences sur le dimensionnement de l'ouvrage tel qu'il découle du raisonnement présenté au 2.3.2. Si c'est le cas, et que le débit de fuite ainsi retenu conduit à dépasser le débit maximum considéré acceptable à l'aval, il nous semblerait nécessaire que le maître d'ouvrage réévalue spécifiquement l'objectif assigné à l'ouvrage en choisissant s'il maintient la valeur de débit correspondant à la possibilité de transit à l'aval, ou s'il préfère que son ouvrage soit disponible pour écrêter deux crues très rapprochées en acceptant alors que les débits relâchés en permanence soient plus importants. Le cas échéant, une ouverture de vidange vannée permettrait de conserver un débit de fuite limité pendant l'épisode de crue, et d'augmenter ce débit de restitution une fois l'événement pluvieux passé pour disposer plus rapidement d'une capacité de stockage maximale en prévision d'un épisode pluvieux rapproché. La prise de décision quant à la manipulation de ce type de dispositif peut cependant être délicate et doit être faite dans le cadre d'une procédure parfaitement prédéfinie et connue des riverains.

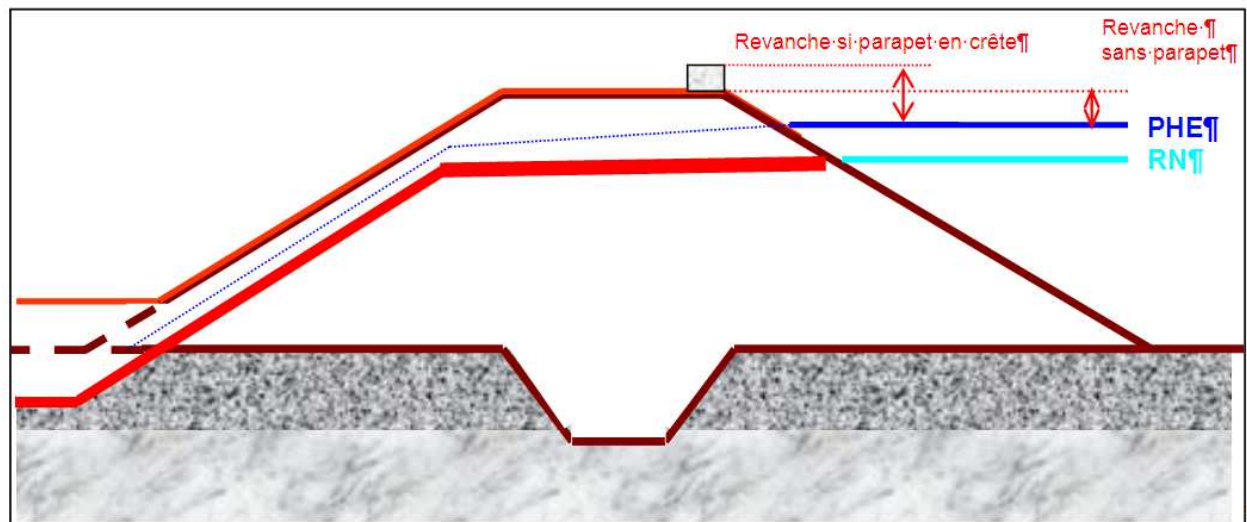


*Schéma de principe : section de contrôle en amont de la conduite de fond.*

#### 2.4.2. Evacuateur de crues

Nous l'avons vu au chapitre 2.3.3., l'évacuateur de crues doit être dimensionné pour une crue de période de retour d'environ 500 à 1 000 ans (éventuellement 100 ans pour les ouvrages les plus modestes sans enjeux à l'aval proche). Le plan d'eau s'élève alors à la cote PHE, en fonction de la loi d'écoulement sur le seuil (liant le débit évacué à la charge sur le seuil, la longueur de seuil et le coefficient d'écoulement  $\mu$ , généralement de l'ordre de  $\mu=0,35$  pour un seuil à crête large).

Une revanche doit encore rester disponible entre la crête du barrage et la cote PHE (cf. schéma ci-dessous). Cette revanche se calcule habituellement en fonction du déferlement potentiel des vagues se formant sur le plan d'eau. Les dimensions moyennes des ouvrages ici étudiés devraient conduire à retenir une revanche minimale de l'ordre de 40 cm en première approximation. La démarche plus détaillée de calcul de la revanche se trouve au paragraphe « Conception du remblai » p.73-76 du guide « petits barrages » du CFBR, 2002.



*Définition des cotes RN, PHE et de la revanche.*

On a donc, selon ce schéma :

- RN – Retenue Normale = cote d'arase du déversoir de sécurité ;
- PHE – Plus Hautes Eaux = cote maximale du plan d'eau lors d'une crue de période de retour égale à  $T_{\text{sureté}}$  ;
- Revanche par rapport aux PHE = Cote de la crête du barrage (ou du parapet le cas échéant) - PHE.

## 2.5. Eléments de conception du Génie civil de l'ouvrage

### 2.5.1. Le remblai

#### 2.5.1.1. Matériaux d'emprunt pour le remblai

Le gisement de matériaux exploité pour constituer le remblai doit présenter des caractéristiques minimales :

- sur le plan hydraulique : la perméabilité des matériaux compactés à l'optimum proctor normal doit être inférieure à  $K=10^{-7}$  à  $10^{-8}$  m/s. A défaut, une étanchéité mince artificielle peut être envisagée (dispositif d'étanchéité par géomembrane), mais la question délicate de la liaison avec l'étanchéité de la fondation devra être traitée avec soin ;
- sur le plan mécanique, les matériaux devront présenter des caractéristiques minimales. Ce point est finalement assez peu contraignant pour des remblais de dimensions modestes, à condition cependant que les matériaux soit mis en œuvre avec un compactage de qualité : la densité moyenne obtenue doit correspondre à minima à 95 % de l'optimum Proctor normal. Rappelons qu'un matériau dont la teneur en eau s'éloigne de plus de 2 points de la teneur en eau à l'optimum Proctor sera délicat à mettre en œuvre.

Les cas analysés nous amènent à souligner que :

- les matériaux mis en œuvre au sein du remblai ne doivent pas comporter de branches ou racines de gros diamètre (de l'ordre de quelques cm) : leur pourrissement conduira à la formation de cavités dans le remblai, potentiellement favorables à l'apparition de phénomènes d'érosion interne ;
- en cas d'utilisation d'argile à silex, il importe que la fraction de silex reste suffisamment faible pour que la matrice argileuse présente une bonne continuité ;
- les matériaux trop humides (souvent des limons relevant de la classe A1th au sens du GTR), une fois traités à la chaux pour faciliter leur mise en œuvre, bénéficieront d'une amélioration de leurs propriétés mécaniques mais aussi d'une diminution de leur densité sèche. Ceci pourrait conduire à une diminution de la perméabilité qu'il convient donc de contrôler par des essais préalables en laboratoire afin de s'assurer que la perméabilité reste compatible avec les exigences d'un ouvrage étanche dans sa masse.

### 2.5.1.2. Etanchéité

L'étanchéité des ouvrages peut être assurée (choix alternatif, une double étanchéité n'étant ni nécessaire ni souhaitable sur ces petits ouvrages remplis rarement et sur de courtes durées) :

- **soit par la masse du remblai**, lorsque l'on est en présence de matériaux adaptés en quantités suffisantes.

La teneur en eau ( $w$  proche de la teneur en eau à l'optimum proctor normal et en première analyse  $10% < w < 40%$ ) et la granulométrie (pourcentage de matériaux fin, c'est-à-dire passants au tamis de 80  $\mu\text{m}$ , forcément supérieur à 15 % et idéalement supérieur à 30 %) sont des essais qui permettent rapidement une première analyse de cette question.

La question de la diminution de perméabilité pour des matériaux traités à la chaux a été soulevée dans le paragraphe 2.5.1.1. : nous insistons encore ici pour que les concepteurs disposent d'une évaluation de la perméabilité du matériau traité à la chaux lorsque le remblai doit être étanche dans la masse.

La technique des barrages zonés (zone amont ou noyau étanche), mise en œuvre pour des ouvrages plus importants devant s'adapter à un gisement insuffisant de matériaux étanches, est à écarter pour les ouvrages de dimensions modestes traités ici, car les contraintes d'organisation du chantier deviennent alors trop complexes ;

- **soit par une étanchéité artificielle**, en l'absence d'un gisement de matériaux étanches exploitable.

Dans ce cas, l'étanchéité mince par géomembrane est la solution qui paraît la mieux adaptée. Précisons que, plutôt que de parler uniquement d'étanchéité par géomembrane, il nous semble plus approprié de parler de DEG : Dispositif d'Etanchéité par Géomembrane. En effet, il est important de raisonner en considérant l'ensemble du dispositif qui comporte :

- une structure support, qui a notamment pour fonction d'éviter le poinçonnement de la géomembrane et de drainer les fuites (par drain granulaire ou géosynthétique) ;
- une structure d'étanchéité : la géomembrane ;
- une structure de recouvrement qui, si elle est bien réalisée, augmente la durée de vie de la géomembrane et facilite l'intégration paysagère de l'ouvrage.

On pourra se reporter notamment à [*Retenues d'altitudes*] pour avoir des précisions sur les précautions à prendre pour la conception et la réalisation des DEG.

Certains des projets qui nous ont été présentés mettent en œuvre des géosynthétiques bentonitiques (GSB) en guise d'étanchéité artificielle, recouverts de 20 cm de terre végétale. Les GSB sont des produits fréquemment utilisés dans les installations de stockage de déchets, et notamment dans la réalisation de couvertures étanche de ces installations. Mais ces produits sont sensibles à l'alternance de cycles humidification – dessiccation pouvant engendrer des microfissurations de la bentonite conduisant à une perte de performance hydraulique significative. Les références bibliographiques proposées en annexe (*Zanzinger et Touze Folz, Fleischer et Heibaum*) préconisent de réaliser une couche de protection de 0,8m à 1 m d'épaisseur pour garantir la durabilité de l'étanchéité du GSB. Cette épaisseur est relativement importante au regard des dimensions globales des ouvrages analysés. **Il apparaît donc que l'usage des GSB n'est pas adapté aux ouvrages de ralentissement dynamique étudiés ici.**

### 2.5.1.3. Drainage

En complément de l'étanchéité, un dispositif de drainage doit être installé au sein du remblai. Le caractère temporaire de la mise en eau sur ce type d'ouvrage ne peut pas être retenu comme une raison valable pour ne pas se préoccuper du drainage.

Cependant, dans le cas des ouvrages étanches dans leur masse et qui restent de dimension modeste, on peut admettre pour des questions de facilité de réalisation, de retenir le principe d'un drainage par tapis drainant à la base du tiers aval du remblai, en remplacement du drain cheminée recommandé pour les ouvrages plus importants. Les règles de conception des drains sont détaillées p. 72-73 et 77 à 80 du guide « Petits barrages » du CFBR, 2002.

Dans le cas de remblais ou sections de remblai de très faible hauteur ( $H < 3\text{m}$ ) **et** pour lesquels les fondations ne posent pas de problème d'étanchéité, on peut renoncer à l'implantation d'un tapis drainant.

Lorsque l'on met en œuvre une étanchéité artificielle (DEG), c'est la couche support dont l'une des fonctions est d'avoir un rôle drainant en sous-face de la géomembrane, qui assure le drainage attendu du remblai. Des collecteurs sont disposés au travers du remblai pour évacuer vers l'aval les débits ainsi interceptés ; ils seront choisis de manière à résister aux charges verticales auxquelles ils seront soumis (cf. fascicule 70 du CTG) et posés avec une pente  $> 1\%$  afin de s'affranchir des risques de contre-pente.

## 2.5.2. Les fondations<sup>4</sup>

### 2.5.2.1. Nature des fondations

L'environnement géologique particulier lié à la présence d'un substratum karstique et à la formation potentielle de « bétoires » débouchant en surface est un élément de contexte qui appelle une vigilance toute particulière.

A minima, l'emprise du remblai doit faire l'objet d'investigations poussées pour s'assurer de l'absence de cavités souterraines. La réalisation d'essais pénétrométriques selon un maillage relativement serré peut être une solution pour tester la présence de cavités de grandes dimensions situées à proximité de la fondation. Les méthodes géophysiques et/ou thermographiques peuvent également être envisagées pour essayer d'avoir une vision moins « discrétisée » et plus continue des fondations. Pour approfondir le sujet et retenir la technique la mieux adaptée aux cas rencontrés, nous renvoyons vers le guide « Détection de cavités souterraines par méthodes géophysiques – Guide technique », diffusé par le LCPC en 2004. Les équipes de référence en la matière sont basées au CETE Normandie Centre et au LRPC de Rouen.

---

<sup>4</sup> Nous suggérons au lecteur de se référer sur le sujet aux pages 71 à 73 du Guide « *Petits barrages* », et ne rappelons ici que quelques éléments plus particuliers liés au contexte et à la typologie des barrages écrêteurs de crues en Seine Maritime.

La présence de bétoire dans la retenue semble moins directement problématique du point de vue de la sécurité du barrage. On remarquera cependant qu'en cas de mise en eau de la retenue, on favorise l'alimentation de ces bétoires et des réseaux karstiques auxquels elles sont connectées, et donc probablement les cinétiques d'évolution des cavités souterraines. Pour les systèmes aquifères exploités pour la production d'eau potable, un problème de qualité d'eau peut également être induit.

#### 2.5.2.2. Géotextiles « parachute »

Nous avons vu au chapitre 1.2.3. et ci-dessus les difficultés liées au contexte géologique local qui est propice à la formation de bétoires. Outre les investigations poussées à mener au droit de l'emprise du remblai, et face à l'incertitude qui peut toujours subsister quant à l'exhaustivité de cette reconnaissance, nous préconisons d'adopter un dispositif constructif de sécurité : la mise en œuvre de géogrilles<sup>5</sup> de renforcement à l'interface entre le remblai et la fondation. A l'instar de ce qui est utilisé en techniques routières en cas de risque de fontis ou remblai sur sols mous, il s'agit de mobiliser un effet « parachute » sous le remblai si une bétoire venait à déboucher sous le remblai.

Dans la retenue, la fermeture des bétoires par un dispositif de couverture (plutôt qu'en cherchant à les combler totalement) est probablement une piste à étudier, en utilisant également, comme évoqué ci-dessus, des géotextiles ou géogrilles de renforcement.

#### 2.5.2.3. Etanchéité

Afin de prévenir des écoulements trop importants en fondation engendrant un risque d'érosion interne, le caractère suffisamment étanche des fondations devra être vérifié ( $K < 10^{-7}$  à  $10^{-8}$  m/s). A défaut, leur traitement est à prévoir afin de barrer les horizons les plus perméables : clé d'étanchéité (à prévoir systématiquement), tranchée d'étanchéité profonde,...

La clé d'étanchéité devra notamment :

- comporter une largeur minimale à la base de 3 m pour permettre le passage des engins de chantier ;
- être terrassée avec des pentes latérales de 1/1 afin de garantir leur stabilité durant le chantier, et permettre un bon contact entre les couches remblayées et le terrain en place.

Le guide « Petits barrages » CFBR, 2002 aborde cette question plus en détail p. 71-72.

Dans le cas d'une fondation reconnue comme suffisamment étanche, le traitement consistera simplement en un décapage de la couche de terre végétale puis une scarification de la couche supérieure de la fondation pour assurer un bon contact entre le sol en place et le remblai.

---

<sup>5</sup> Les géogrilles seront préférées aux géotextiles, ces derniers pouvant, selon leur épaisseur, entraîner un risque de mise en continuité hydraulique entre l'amont et l'aval du remblai, risque qui n'existe pas avec une nappe de géogrille.

#### 2.5.2.4. Drainage

La réalisation d'un tapis drainant préconisé au 2.5.1.3. présente le double avantage de drainer à la fois le remblai, mais aussi la fondation au niveau de son interface avec le remblai.

Dans le cas particulier où l'on a en fondation une couche superficielle peu perméable qui recouvre une couche qui l'est beaucoup plus et dont la face supérieure est située à une profondeur de moins de 3 m, des puits de décompression pourront compléter le dispositif.

### 2.5.3. Les organes hydrauliques

#### 2.5.3.1. L'évacuateur de crues

L'évacuateur de crues comprend un seuil déversant, un coursier et un bassin de dissipation d'énergie. Des bajoyers de hauteur suffisante (vérification par un calcul de ligne d'eau en régime permanent pour le débit de pointe de la crue de sureté laminée) doivent être présents tout le long de l'aménagement pour éviter toute érosion à l'occasion des épisodes de surverse. On évitera tout rétrécissement ou changement de direction brusque susceptible de générer des ondes stationnaires et donc des sur-hauteurs localisées. Le bassin de dissipation sera dimensionné pour assurer une bonne stabilisation du ressaut : calcul de la longueur et de l'enfoncement éventuel du bassin compte tenu des tirants d'eau à l'aval.

L'évacuateur de crues est habituellement réalisé en béton, quelquefois en enrochements liaisonnés au béton ou au mastic bitumineux. Un parafouille au droit du seuil déversant permet d'éviter les risques de contournement.

L'utilisation de gabions ou de matelas Réno pour le seuil déversant, sur le coursier et dans le bassin de dissipation est une solution potentiellement économique, qui doit cependant être soigneusement justifiée. Les principaux points à étudier concernent :

- la constitution d'un **écran parafouille** au droit du seuil déversant, ancré dans le corps étanche du barrage ;
- **l'interface remblai / matelas Réno** : on veillera à toujours positionner en face inférieure des matelas un géotextile destiné à empêcher la migration des éléments fins du remblai sous l'action des écoulements ;
- **la résistance des cages et de leurs matériaux de remplissage aux forts écoulements** : selon la hauteur de l'ouvrage et le débit unitaire entonné par le déversoir, les écoulements en pied de coursier peuvent être relativement rapides (plusieurs mètres par seconde) et conduire au déplacement des matériaux de remplissage et donc à la déformation parfois excessive des cages<sup>6</sup>.

<sup>6</sup> L'un des ouvrages inspecté le 13/11/2009 présentait ce type de déplacements des matériaux de remplissage, probablement suite à un épisode de surverse.



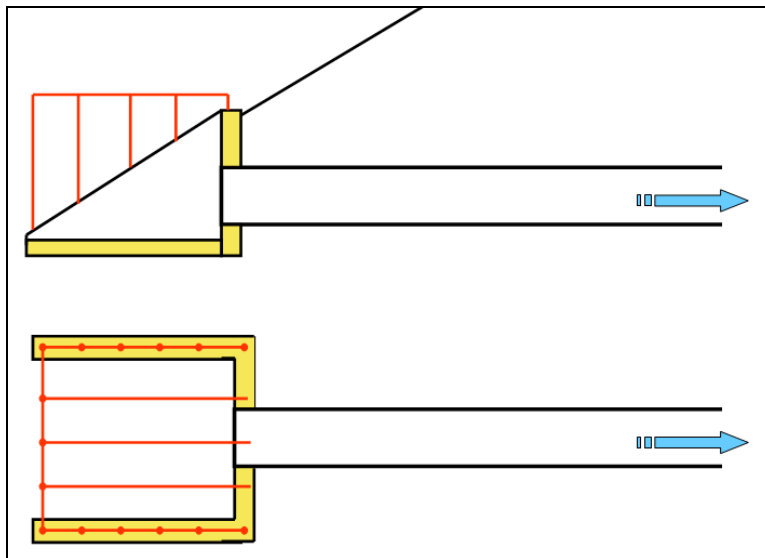
Dans la mesure où les écoulements en pied de coursier sont torrentiels, il nous semble que la vérification à mener pour s'assurer de la bonne tenue des protections ne peut pas reposer uniquement sur un critère de vitesse (d'autant plus que ceux habituellement proposés dans la littérature correspondent à des écoulements en régime fluvial). Une comparaison entre la force tractrice de l'écoulement et la force critique de mise en mouvement (déterminée avec un paramètre adimensionnel de Shields représentatif des matériaux mis en œuvre dans les cages égal à 0,1) permet de dimensionner la granulométrie ( $D_{50}$ ) des matériaux de remplissage des cages. Dans le cas où les contraintes tractrices liées aux écoulements sont trop fortes, les publications de France Gabions préconisent de couvrir les cages d'un mastic bitumineux. Cette technique présente le double intérêt d'augmenter la résistance aux écoulements et d'éviter l'infiltration des eaux dans le remblai à l'occasion des épisodes de surverse. Elle est par contre peu esthétique et réduit la rugosité et donc la dissipation d'énergie sur le coursier.

### 2.5.3.2. Régulation des débits de fuite, Conduite de vidange

#### ➤ **Grille anti-embâcles**

Le dispositif de contrôle des débits de fuite doit être équipé à son extrémité amont d'une grille anti-embâcles. Notre retour d'expérience sur les grilles équipant de type d'ouvrage nous amène à préconiser pour la conception de ces grilles :

- qu'elles soient suffisamment déportées vers l'amont : il ne s'agit pas de se plaquer simplement sur la section de la conduite de prise, mais de réaliser une cage présentant un large débord, pour atteindre une surface de l'ordre de dix fois la section de la conduite ;
- présence de gros barreaux capables de supporter la poussée liée à la différence de charge hydraulique en cas de présence importante d'embâcles ;
- espace entre barreaux égal au tiers de la plus petite section aval, de manière à ne pas retenir inutilement les plus petits éléments qui finiraient par colmater la grille et empêcher l'écoulement.



Schémas de principe d'une grille amont :

- Vue en coupe

- Vue de dessus



Exemple de dispositif anti-embâcle à l'amont d'une conduite de fond

### ➤ Section de contrôle amont

Il est quelquefois intéressant d'équiper la conduite d'un dispositif permettant de faire varier la perte de charge ponctuelle ou la section en entrée en fonction de la cote du plan d'eau. On peut ainsi laisser transiter au mieux les plus faibles débits que l'on ne souhaite pas stocker (lorsque le plan d'eau est à un niveau bas) et créer une perte de charge croissant progressivement avec l'élévation du plan d'eau ou des débits en transit. Ce type de régulation est possible grâce :

- aux dispositifs de régulation à Vortex (équipant quelques ouvrages de la CODAH) ;
- aux vannes à ouverture contrôlée par le niveau du plan d'eau (flotteur).

Nous avons exposé au paragraphe 2.4.1. les raisons qui nous amenaient à préférer à la solution d'une régulation par une chambre de contrôle positionnée au cœur du remblai, celle comprenant une **section de contrôle en amont du dispositif** et assurant un **écoulement à surface libre dans la conduite** qui traverse le remblai (la pente de la conduite devant être calculée en conséquence, et au moins > 1%). Cette pente minimale dans la conduite s'impose également pour des considérations de non déposition et d'auto-curage des matières transportés en suspension.

### ➤ Enrobage de la conduite de fond

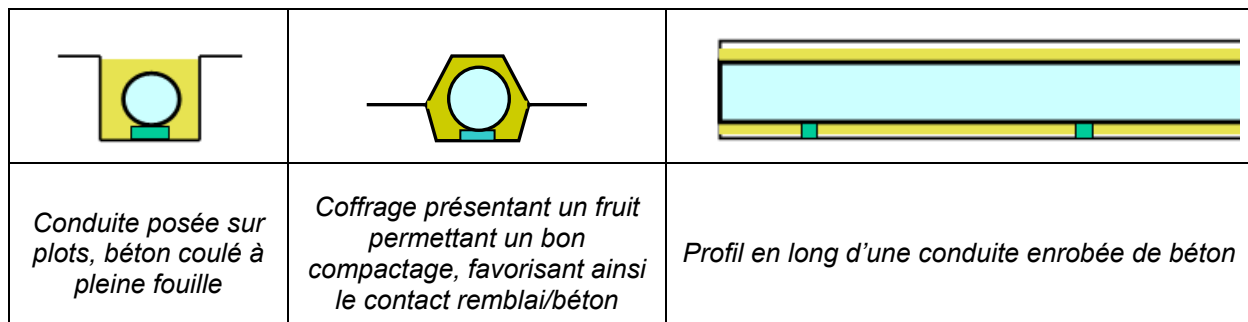
Nous renvoyons au guide « Petits barrages » (p.92 à 95) pour la discussion relative aux matériaux (PVC, acier ou béton à âme tôle envisageables). Nous reproduisons ci-dessous le paragraphe relatif à la recommandation d'**enrobage de cette conduite par du béton** :

« Un enrobage total en béton dosé à 200 - 250 kg de ciment CPJ par m<sup>3</sup> coulé à pleine fouille est nécessaire afin de protéger la conduite et d'assurer une bonne liaison avec la terre. L'épaisseur de béton préconisée est d'une quinzaine de cm. Il n'est pas utile d'aller au-delà, d'où l'intérêt d'une tranchée à parois verticales qui minimise le volume de béton. Cet enrobage a deux fonctions :

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

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

Dans le cas d'un écoulement à surface libre dans la conduite, c'est le premier point ci-dessus qui justifie la nécessité d'enrobage de la conduite. On se prémunit ainsi également d'un risque de déboîtement de conduites en cas de tassement important des fondations.



Principes d'enrobage de la conduite par du béton

Enfin, un dispositif de dissipation d'énergie doit être prévu à l'aval de la conduite de restitution du débit de fuite afin d'éviter les problèmes d'affouillement.

#### 2.5.4. La surveillance et l'auscultation

Ces ouvrages de dimensions modestes n'étant que rarement en eau, le dispositif d'auscultation pourra être réduit à :

- une échelle limnimétrique ou tout autre dispositif de mesure de la cote du plan d'eau (mentionnons qu'il existe des dispositifs très simples permettant l'enregistrement automatique de la cote maxi atteinte en crue) ;

et, seulement pour les plus importants, à :

- un dispositif de collecte et de mesure des débits de fuite collectés par le système de drainage (à relever lors des épisodes de mise en eau de la retenue) ;
- éventuellement quelques piézomètres à tube ouvert dans le remblai, voire en fondation.

La surveillance visuelle sera très importante pendant la durée d'exploitation de l'ouvrage. Une inspection du talus et du pied aval de l'ouvrage alors que la retenue est en eau permettra de vérifier l'absence d'écoulement (notamment aux alentours de la conduite de restitution des débits de fuite). Une inspection post-crue complètera ce diagnostic dans des conditions d'observations plus favorables. Les indices d'activation de bétail dans la retenue seront recherchés.

Les inspections visuelles seront également l'occasion de programmer les opérations d'**entretien** régulier nécessaire sur ces ouvrages. On veillera particulièrement au maintien d'un **couvert exclusivement herbacé**, à l'exclusion de toute espèce arbustive ou arborescente sur le remblai et dans ses abords (soit sur 5 à 10 mètres au-delà de l'emprise du remblai).

### 3. Réhabilitation d'ouvrages existants

---

En cas de réhabilitation d'un ouvrage existant, le diagnostic balayera l'ensemble des points présentés ci-dessus :

- Analyse hydrologique pour estimer les apports du bassin versant pour les crues de protection et pour la crue de sécurité ;
- Analyse hydraulique du fonctionnement de l'ouvrage de régulation et de l'évacuateur de crues ;
- Si l'écoulement dans la conduite qui traverse le remblai se fait en charge, contrôle de son étanchéité sous une pression représentative des cas de charge que l'ouvrage est susceptible de rencontrer ;
- Campagne topographique sur l'ouvrage pour déterminer les principales caractéristiques géométriques, et surtout vérifier l'absence de point bas en crête ou au niveau des appuis du barrage ;
- Caractérisation des matériaux constitutifs du remblai et des premiers mètres de la fondation :
  - o sondages pour prélèvement des matériaux, identification (granulométrie, teneur en eau, limites d'Atterberg,...) et éventuellement estimation des caractéristiques mécanique (résistance au cisaillement, ...)
  - o essais in-situ de mesure de la perméabilité, dans le remblai et en fondation ;
  - o essais pénétrométriques afin d'estimer le niveau de compacité des matériaux constitutifs du remblai et de la fondation.

Ces éléments de diagnostic permettront de proposer un projet de réhabilitation, qui abordera quasiment tous les points qui doivent être soulevés pour un ouvrage neuf. Sans chercher à être exhaustif, nous soulignons les points suivants :

- le contrôle de la qualité de l'interface entre le remblai et la conduite de vidange ou de régulation des débits de fuite restera délicat à réaliser. Le risque d'érosion interne doit être analysé, et ce d'autant plus si les modifications apportées à l'ouvrage conduisent à augmenter le niveau ou la fréquence des sollicitations hydrauliques. Le remplacement complet par une conduite enrobée de béton comme indiqué au 2.4.3.2. doit pouvoir être envisagé ;
- en cas de stabilité limite du talus aval (compte tenu notamment de l'absence éventuelle d'un système de drainage qui conduit à considérer dans les calculs de stabilité une ligne de saturation non rabattue), une recharge aval peut être envisagée en veillant à ce qu'elle présente une perméabilité supérieure à celle du matériau au cœur du remblai. On souhaite en effet que la recharge ait un comportement drainant par rapport au reste de l'ouvrage, et ne conduise pas à bloquer d'éventuels écoulements au sein du remblai ce qui augmenterait la piézométrie dans l'ouvrage et dégraderait sa stabilité.

La hiérarchisation des priorités pour le diagnostic des ouvrages existants devrait se faire par une approche simplifiée d'analyse de risque en examinant :

- la possibilité de rupture de l'ouvrage (non respect manifeste des règles de l'art, sous-dimensionnement de l'évacuateur de crues, ...);
- l'importance du danger (par le biais du paramètre  $H^2V^{1/2}$ );
- l'importance des enjeux en aval.

### Cas particulier des remblais envahis par la végétation

On a indiqué, paragraphe 2.5.4, que la seule végétation admissible sur le remblai des barrages et dans leur environnement immédiat était une végétation herbacée.

Les risques liés au développement d'une végétation arbustive et/ou arborée sont en effet de plusieurs ordres :

- risque de colmatage du système de drainage par le chevelu racinaire d'arbres et arbustes près du pied aval ;
- risque de développement d'érosion interne le long des conduits créés par le pourrissement des racines longues après mort des arbres ;
- risque de brèche en cas d'arrachement par le vent d'un arbre en crête de remblai ;
- empêchement d'une bonne inspection visuelle des talus.

En présence d'arbres et arbustes sur un remblai de barrage (ou dans une bande de 5 à 10 m au-delà de l'emprise), on peut émettre les recommandations suivantes :

- couper les arbres et arbustes et les dévitaliser (attention, une cépée développe le même système racinaire que l'arbre d'origine) ;
- arracher les souches des arbres et reconstituer le remblai avec compactage par couches minces (le compacteur étant en général de petite taille pour ce type de travaux). Les matériaux à mettre en œuvre dans cette reconstitution devront être étanches si l'on est sur le talus amont, alors qu'ils devront être plutôt drainants (par rapport aux matériaux du cœur du remblai) si l'on est sur le talus aval.

### La problématique des animaux fouisseurs

Le seul fouisseur vraiment dangereux pour ce type d'ouvrage est le blaireau, car il est susceptible de creuser des réseaux denses de galeries et cavernes profondément dans le remblai.

Les deux moyens efficaces de prévention sont les suivants :

- la pose de grillages anti-fouisseurs sous la couche végétale sur les talus ;
- l'entretien régulier de la végétation (l'animal n'aimant pas être dérangé va aller chercher refuge ailleurs).

## 4. Réalisation des ouvrages

### 4.1. Réalisation des remblais

Pour réaliser un ouvrage compacté efficacement jusqu'à proximité des bords, il faut procéder par la technique du « remblai excédentaire », c'est-à-dire que l'on réalise un remblai plus large que les dimensions du profil à réaliser, puis on enlève, en fin d'exécution, les « surépaisseurs ».

Nous n'abordons pas ici l'ensemble des étapes du chantier, mais nous soulignons ici les principaux points de contrôle à assurer au cours des travaux :

- élimination de la terre végétale : assise du barrage et zones d'emprunt ;
- profondeur de la clé d'étanchéité : une réception des fouilles au droit de la clé et sous l'ensemble de l'emprise du barrage est à prévoir ;
- la mise en place correcte de la conduite de vidange et de restitution des débits de fuite (avec enrobage de la conduite avec du béton et compactage soigné des matériaux autour de ce coffrage de béton) ;
- mise en place convenable des collecteurs et contrôle de la qualité du sable (respect des règles de filtre par rapport aux matériaux adjacents, condition de perméabilité :  $d_{15} > 0,1$  mm, critère de propreté  $d_{05} > 80$   $\mu$ m, coefficient d'uniformité entre 2 et 8) ;
- le compactage des matériaux : il doit être satisfaisant de la base de la clé d'étanchéité à la crête du barrage !

En ce qui concerne le compactage des matériaux, il s'agit de contrôler :

- la teneur en eau : un sol trop sec ou trop humide ne peut être convenablement compacté. On tolère généralement un écart de + ou - deux points par rapport à la teneur en eau à l'optimum Proctor ;
- l'épaisseur des couches : après compactage, elle doit rester comprise entre 20 cm et 50 cm. Pour assurer une bonne liaison entre les couches, il est nécessaire de scarifier sur quelques centimètres chaque couche compactée lorsque sa surface est lisse ;
- le nombre de passages du compacteur sur chaque couche. Pour atteindre la densité préconisée, ce nombre est en général compris entre 6 et 12. Il est fixé à l'occasion de la réalisation de la planche d'essai par l'entreprise, avec les engins proposés par l'entreprise (nivellement, scarification, compactage,...). Signalons que les recommandations du GTR peuvent servir à guider le choix des engins de compactage et que l'expérience acquise sur des chantiers semblables réalisés avec des matériaux comparables peut contribuer à alléger le programme d'essais préalables ;
- la densité sèche des matériaux compactés. Elle peut être déterminée à l'aide d'un densitomètre à membrane ou d'un gammadensimètre. On exige en général que la densité sèche des matériaux compactés soit supérieure à 97 % de la densité sèche maximale obtenue lors de l'essai de compactage Proctor normal. Signalons que le contrôle de compactage au moyen d'essais de plaque ne nous semble pas le plus approprié : les valeurs cibles des paramètres contrôlés (le module EV2 et le ratio EV2/EV1), habituellement testées pour les ouvrages routiers, doivent a minima faire l'objet d'une inter-calibration sur la planche d'essai entre les mesures classiques de densité et la mesure à l'essai de plaque.

Sur ces chantiers d'ouvrages modestes, il n'est souvent pas possible de prévoir un suivi en permanence de la part du maître d'œuvre. L'auto-contrôle réalisé au sein de l'entreprise a une importance fondamentale. Le maître d'œuvre ou son géotechnicien réalise alors des contrôles classiques de compactage lors de chacune de ses visites, et effectue également un contrôle global de toutes les couches compactées à l'aide de pénétromètres qui permettront surtout de détecter la présence de matériaux mous.

Le traitement des matériaux à la chaux exige une attention particulière en termes de contrôle au cours du chantier (dosage, malaxage,...).

Nous renvoyons le lecteur vers les références citées en annexe bibliographique pour plus de détails sur les techniques de terrassement, de réalisation des remblais et de traitement des sols à la chaux.

#### **4.2. Réalisation des organes hydrauliques**

L'essai d'étanchéité sur les conduites avant leur réception n'est pas indispensable dans les cas où un enrobage de béton a bien été réalisé.

Ce type d'essai pourra cependant être mené dans le cadre d'ouvrages existants, à l'occasion de leur diagnostic. La procédure pourra s'inspirer du fascicule 70, pour une charge équivalente à la cote PHE du plan d'eau majorée de quelques décimètres.



## 5. Conclusion

---

Nous nous sommes attachés dans ce rapport à aborder les questions relatives à la conception et la réalisation des petits barrages en remblai, en insistant sur les spécificités environnementales et fonctionnelles des barrages écrêteurs de crue en Seine Maritime.

L'ouvrage publié sous l'égide du CFBR en 2002, « Petits Barrages – recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi », et particulièrement son Chapitre IV, permettra utilement au lecteur d'approfondir les principales questions que le concepteur doit analyser au cours d'un projet de barrage tel qu'ils sont envisagés par les intervenants locaux.

Hormis la difficulté de l'approche hydrologique qui nous semble justifier d'une démarche spécifique de recherche-développement, nous rappelons très succinctement nos principales propositions techniques :

- fonctions des ouvrages :
  - o difficulté, voire impossibilité, d'avoir des ouvrages multifonctions, s'agissant d'ouvrages de petite taille pour lesquels on recherche une simplicité d'exploitation ;
- fondations :
  - o dès que l'étanchéité naturelle n'est pas suffisante, un traitement doit être appliqué, a minima au moyen d'une clé d'étanchéité ;
  - o le risque de bétoire nous conduit à suggérer la mise en œuvre à titre préventif, d'une géogrigille de renforcement à la base du remblai ;
- remblai :
  - o réalisation d'un tapis drainant à la base du tiers aval du remblai ;
  - o pas de mise en œuvre de géosynthétiques bentonitiques, à remplacer, lorsque le remblai n'est pas suffisamment étanche, par des géomembranes au sein d'un dispositif intégrant une couche support soignée, un système de drainage, et une couche de protection ;
  - o mesure de la perméabilité des matériaux mis en œuvre, surtout lorsqu'ils sont traités à la chaux ;
  - o importance du contrôle de compactage en cours de chantier ;
- conduites : enrobées de béton, avec section de contrôle amont et écoulement à surface libre ;
- grilles renforcées, déportées en amont des dispositifs de prise, avec des barreaux suffisamment espacés ;
- soin à apporter à la conception des évacuateurs de crue (période de retour visée, revanche, bajoyers, bassin de dissipation bien dimensionnés, matériaux résistants aux vitesses parfois élevées lors des crues importantes).

Ces préconisations ne pourront que s'enrichir des discussions qui pourront être formulées à leur sujet.

# ANNEXES

## 1. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

## 2. EXTRAITS D'ARTICLES OU D'OUVRAGES DE REFERENCE

- Les petits barrages en terre : faut-il faire des économies à leur construction ? D. Lautrin, Informations techniques du Cemagref, Juin 1993, N°90, note 2.
- Etude de variantes techniques dans le domaine des petits barrages en Afrique de l'Ouest – Extraits –, MM. Degoutte, Royet, Mosseilans et Durand. Bulletin de liaison du CIEH, n°81 – Juillet 1990.
- Petits barrages – Recommandations pour la conception la réalisation et le suivi, Coord. G. Degoutte, 2002. Chapitre IV. – Document non reproduit ici mais à télécharger à l'adresse suivante :

<http://www.barrages-cfbr.eu/Info/documentation/texte/pb2002/francais/pb2002-c4-p67.pdf>

# Annexe 1 : Références bibliographiques

## Hydrologie

---

M. Lang, J. Lavabre Coordinateurs, 2007, *Estimation de la crue centennale pour les plans de prévention des risques d'inondations*, Editions QUAE, 232 p.

## Ralentissement dynamique

---

*Le ralentissement dynamique pour la prévention des inondations. Guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petits ouvrages*, 2004, Ministère de l'écologie et du développement durable, Cemagref, 129 p.

Le guide est téléchargeable à l'adresse suivante (consultée le 11/10/2009) :  
[http://www.languedoc-roussillon.ecologie.gouv.fr/risques/Guide\\_RD.pdf](http://www.languedoc-roussillon.ecologie.gouv.fr/risques/Guide_RD.pdf)

## Barrages

---

Coord. G. Degoutte, 2002, *Petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi*, CFBR, Coédition Cemagref Editions – ENGREF, 183 p., Téléchargement possible sur le site du Comité Français des Barrages et Réservoirs.  
<http://www.barrages-cfbr.eu/Info/documentation/texte/pb2002/francais/pb2002-s0.pdf>

## Dimensionnement des Gabions et matelas Réno

---

R. Agostini, A. Conte, G. Malagutti, A. Papetti, 1985, *Revêtements souples en matelas Reno et en gabions en matière de canaux et de cours d'eau canalisés*, France Gabions S.A. ; 119 p.

R. Agostini, A. Bizzarri, M. Masetti, 1987, *Ouvrages flexibles pour les tronçons torrentiels et fluviaux – Première partie : ouvrages transversaux pour aménagement hydraulique et dérivation d'eau*, France Gabions S.A., 86 p.

G. Degoutte, 2006, *Diagnostic, aménagement et gestion des rivières – Hydraulique et morphologie fluviales appliquées*, Editions Tec et Doc, Lavoisier, 396 p.

---

## Terrassement, Mise en œuvre des remblais

---

*Réalisation des remblais et des couches de forme, Guide technique – Fascicule I Principes généraux (98 p.) et Fascicule II Annexes techniques (102 p.), 1992, LCPC, SETRA.*

Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques – Application à la réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique. LCPC, SETRA, 2000, 240 p.

---

## Géosynthétiques

---

L. Peyras, P. Mériaux coord. 2009. *Retenues d'altitude*. Versailles, Editions Quae, 330 p. ;

Sétra, 2000. *Etanchéité par géomembranes des ouvrages pour les eaux de ruissellement routier*. Bagneux, Sétra/LCPC, Guide technique, 95 p., Guide complémentaire, 71 p. ;

CFG, 1991. *Recommandations générales pour la réalisation d'étanchéités par géomembranes*. Rueil-Malmaison, Comité français des géosynthétiques, 45 p. <http://www.cfg.asso.fr/publications/publications.php> (consulté le 16/03/2010) ;

CFG, 1998. *Recommandations générales pour la réalisation d'étanchéités par géosynthétiques bentonitiques*. Rueil-Malmaison, Comité français des géosynthétiques, 60 p. <http://www.cfg.asso.fr/publications/publications.php> (consulté le 16/03/2010);

H. Zanzinger et N. Touze-Foltz, *Performance des géosynthétiques bentonitiques en couverture d'installation de stockage de déchets : état des connaissances et proposition de méthodologie*, Ingénieries N° spécial 2009, p.83 à 92 ;

P. Fleischer, M. Heibaum, *Excavation of GCL lining (GBR-C) in navigation canals and dikes after several years of service*, EuroGeo4 Paper number 161 ;

---

## Méthodes géophysiques

---

C. Fauchard, 2004, *Détection de cavités souterraines par méthodes géophysiques, Guide technique*, LCPC.