

TECHNIQUE DES PETITS BARRAGES

EN
AFRIQUE SAHÉLIENNE ET ÉQUATORIALE

JEAN-MAURICE DURAND
PAUL ROYET
PATRICE MÉRIAUX

Coordination Jean-Maurice DURAND



Cemagref
EDITIONS

TECHNIQUE
DES PETITS BARRAGES

EN
AFRIQUE SAHÉLIENNE ET ÉQUATORIALE

JEAN-MAURICE DURAND
PAUL ROYET
PATRICE MÉRIAUX

Coordination Jean-Maurice DURAND

Le présent manuel a été rédigé de 1995 à 1998 par l'E.I.E.R. (École inter-États d'ingénieurs de l'équipement rural, basée à Ouagadougou au Burkina Faso) et le CEMAGREF (Centre du machinisme agricole du génie rural des eaux et des forêts, groupement d'Aix-en-Provence), sous la coordination de Jean-Maurice DURAND.

L'opération a bénéficié de l'appui financier de la Coopération néerlandaise et de la Coopération française.

Les rédacteurs ont été :

- M. Jean-Maurice DURAND, département Génie civil de l'E.I.E.R. ;
- MM. Paul ROYET et Patrice MERIAUX de la division Ouvrages hydrauliques et équipements pour l'irrigation du groupement d'Aix-en-Provence du CEMAGREF.

Ont apporté une part active à la relecture de l'ouvrage :

- M. Adamou ADJALLA, consultant (BENIN, BURKINA FASO) ;
- M. Jacques de BOISSEZON, consultant (FRANCE) ;
- M. Laurent COMPAORE, enseignant à l'E.I.E.R. (BURKINA FASO) ;
- M. Michel COURTAUD, directeur Afrique de FRANCE GABIONS S.A. (TOGO) ;
- M. Gérard DEGOUTTE, directeur adjoint de l'ENGREF (FRANCE) ;
- M. François GADELLE, IPTRID theme manager, World bank (U.S.A.) ;
- M. Philippe GINESTE, enseignant à l'E.I.E.R. (BURKINA FASO) ;
- M. Alessandro PALMIERI, World Bank (U.S.A.) ;

Crédits

Les photos ont été faites par les auteurs sauf :

- n° 3.4. (N. CAMPHUIS)
- n° 3.2. (H. BEN CHAABANE)
- n° 4.2. (N. CAMPHUIS)
- n° 4.3. (N. CAMPHUIS)
- n° 5.4. (M. COURTAUD)

Par ailleurs plusieurs figures ont été extraites des références [2], [3], [4], [12] et [56] de la bibliographie.

Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. JEAN-MAURICE DURAND, Paul ROYET, PATRICE MÉRIAUX ; Coordination Jean-Maurice DURAND. ©1999 E.I.E.R.-Cemagref Éditions. ISBN 2-85362-511-7. Dépôt légal 2^{ème} trimestre 1999. Édition, maquette et mise en page Maurice Merlin. Infographie et traitement des photos Françoise Peyriguer. Impression JOUVE. Vente par correspondance : PUBLI-TRANS, BP 22, 91167 Longjumeau, Cedex 9 ; 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. Prix : 345 FTTC.

Avant-propos

Le développement de l'Afrique suppose la maîtrise des ressources en eau, parmi lesquelles les eaux de surface qui ont une importance vitale pour toute entreprise agricole ou pastorale entre autres. Depuis plusieurs décennies, l'édification de petits barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

Rappelons seulement que du point de vue climatique, une bonne partie de l'Afrique sahélienne et centrale est caractérisée par une longue saison sèche et une saison des pluies concentrée sur quelques mois, les précipitations étant plus faibles et la saison des pluies plus courte à mesure que l'on se rapproche des franges sahariennes.

C'est donc dans un contexte généralement difficile que depuis une quarantaine d'années, de nombreux ouvrages contribuent à satisfaire les besoins en eau. La plupart ont été réalisés à l'aide de techniques éprouvées, constituant ainsi autant de références dont il est indispensable de bien analyser et valoriser l'expérience riche et diversifiée.

On a pu cependant également constater que beaucoup de barrages se caractérisent par une relative uniformité dans la conception, si bien que l'on rencontre à peu près les mêmes problèmes sur chacun d'eux. Il est donc légitime de proposer un certain nombre de variantes techniques susceptibles d'y répondre.

Ce sont ces deux axes qui ont guidé l'élaboration de ce manuel. Le double objectif initial était par conséquent de capitaliser l'importante expérience accumulée depuis plusieurs décennies dans ce domaine tout en proposant à chaque fois que cela semblait opportun quelques techniques souvent utilisées dans d'autres régions du monde, mais innovantes parfois en Afrique.

Aussi, lorsque le Comité inter-africain d'études hydrauliques, aujourd'hui disparu, a entrepris les travaux préliminaires à la révision de l'ouvrage SOGETHA de 1968 [2], très vite s'est imposée la nécessité de rédiger un manuel qui aille beaucoup plus loin que sa simple réactualisation.

Pour ce faire la référence aux études menées par le Cemagref (travaux de G. DEGOUTTE, P. ROYET, P. MERIAUX), l'E.I.E.R. (travaux de J.-M. GRESILLON et J.-M. DURAND) et le C.I.E.H. depuis 10 à 15 ans a été constante, et bon nombre des méthodes de calcul, des abaques et des prescriptions techniques présentés ici ont été élaborés par l'un ou l'autre de ces organismes.

Concernant le contenu, l'ouvrage traite des petits barrages soit, au sens de la définition internationale, les barrages de moins de 15 m de hauteur.

Le texte se divise en sept grands thèmes qui constituent autant de chapitres. Le premier est consacré aux études préliminaires et au choix des sites ; le second à la conception des évacuateurs de crues et des ouvrages annexes. Suit un long développement sur la conception des barrages en remblai, en maçonnerie, en béton et des structures en gabions. Une partie traite également de l'organisation du chantier de construction. Enfin des préoccupations nouvelles ont été introduites comme la problématique des études d'impact ou des considérations sur le suivi et le nécessaire entretien des barrages.

Conscient de l'importance du sujet, le Conseil des ministres de l'E.I.E.R. a donc décidé de mettre à la disposition des concepteurs des documents pratiques susceptibles de les aider dans leurs choix techniques et leurs prises de décisions.

Tel est l'objet de ce livre qui est le fruit d'une étroite collaboration entre le Cemagref, organisme du Nord voué à la recherche technique, et l'E.I.E.R., centre d'enseignement supérieur regroupant quatorze pays africains et donc situé au cœur même de la problématique actuelle du développement.

SOMMAIRE

AVANT-PROPOS	5
CHAPITRE 1 : CHOIX DES SITES ET ÉTUDES PRÉLIMINAIRES	
Préambule	21
1.1. ÉVALUATION DES BESOINS ET ASPECTS SOCIO-ÉCONOMIQUES	
CHOIX DES SITES	22
1.1.1. Évaluation des besoins	22
1.1.1.1. <i>Alimentation en eau potable</i>	22
1.1.1.2. <i>Alimentation des animaux</i>	23
1.1.1.3. <i>Besoins agricoles</i>	25
1.1.2. Estimation des pertes	26
1.1.2.1. <i>Les pertes par infiltration dans la cuvette</i>	26
1.1.2.2. <i>Les pertes par évaporation</i>	29
1.1.2.3. <i>Le problème des dépôts solides</i>	31
1.1.3. Recherche du site	36
1.1.3.1. <i>Aspects socio-économiques</i>	36
1.1.3.2. <i>Méthodologie pour une recherche de sites</i>	37
1.2. ÉTUDES HYDROLOGIQUES : APPORTS ET CRUES (POUR MÉMOIRE)	39
1.3. ÉTUDES GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES	42
1.3.1. Étude géologique préalable	42
1.3.1.1. <i>Principe</i>	42
1.3.1.2. <i>Matériel et méthode</i>	43
1.3.2. Études géotechniques de faisabilité	44
1.3.2.1. <i>Reconnaissances par tranchées (phase 1)</i>	47
1.3.2.2. <i>Reconnaissances géotechniques complémentaires (phase 2)</i>	49
1.3.2.3. <i>Essais de mécanique des sols au laboratoire (phase 3)</i>	51
1.3.3. Études ultérieures au stade de l'A.P.S., puis de l'A.P.D.	59

1.4. ÉTUDES TOPOGRAPHIQUES	60
1.4.1. Études au niveau de la cuvette	60
1.4.1.1. <i>Cartographie</i>	60
1.4.1.2. <i>Courbes hauteur-surface et hauteur-volume</i>	61
1.4.2. Études au niveau de l'emprise des ouvrages	63
1.4.2.1. <i>Plan topographique</i>	63
1.4.2.2. <i>Coupes topographiques</i>	63
1.5. CRITÈRES DE CHOIX DU TYPE DE BARRAGE ET D'ÉVACUATEUR	
CALAGE DES OUVRAGES	63
1.5.1. Typologie des barrages	64
1.5.1.1. <i>Les barrages en remblai</i>	64
1.5.1.2. <i>Les barrages rigides</i>	69
1.5.2. Critères de choix d'un barrage	70
1.5.2.1. <i>La morphologie du thalweg et la qualité de la fondation</i>	70
1.5.2.2. <i>La disponibilité en matériau</i>	71
1.5.2.3. <i>Critères hydrauliques</i>	72
1.5.2.4. <i>Critères socio-économiques</i>	72
1.5.3. Critères de choix d'un évacuateur de crues	73
1.5.3.1. <i>Les facteurs à prendre en compte</i>	73
1.5.3.2. <i>L'optimum économique</i>	74
1.5.4. Calage des cotes de l'évacuateur et du barrage	74
1.5.4.1. <i>Courbe d'utilisation de la retenue</i>	75
1.5.4.2. <i>Principe des itérations pour le calage du plan d'eau normal et de la prise d'eau</i>	76
1.6. ÉTUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT	77
1.6.1. Justification et champ d'application de l'étude d'impact	77
1.6.1.1. <i>Pourquoi une étude d'impact ?</i>	77
1.6.1.2. <i>Le champ d'application de l'étude d'impact</i>	78
1.6.2. Éléments de méthodologie de l'étude d'impact	81
1.6.2.1. <i>L'état du milieu avant aménagement</i>	81
1.6.2.2. <i>Analyse des effets de l'aménagement</i>	82
1.6.2.3. <i>Intégration au projet de mesures appropriées pour la sauvegarde et la protection de l'environnement - coût financier de ces mesures</i>	84
CHAPITRE 2 : CONCEPTION DES ÉVACUATEURS DE CRUES ET OUVRAGES ANNEXES	
Préambule	87

2.1. LAMINAGE ET OPTIMISATION DES ÉVACUATEURS DE CRUES	88
2.1.1. Description et principe de l'effet de laminage	88
2.1.2. Méthode du coefficient « x_0 » ou méthode EIER - CIEH	90
2.1.3. Utilisation de logiciels	93
2.1.4. Prise en compte du laminage de la crue pour le calcul des évacuateurs	94
2.2. CHOIX DU TYPE D'ÉVACUATEUR	97
2.2.1. Les évacuateurs à surface libre	97
2.2.1.1. <i>Les déversoirs poids en béton (ou en maçonnerie)</i>	97
2.2.1.2. <i>Forme simplifiée de déversoir à entonnement frontal et inconvénients</i>	99
2.2.1.3. <i>Les déversoirs à entonnement latéral</i>	100
2.2.1.4. <i>Le déversoir en béton armé de type « bec de canard »</i>	101
2.2.1.5. <i>Déversoir en perré traité au mastic bitumineux</i>	103
2.2.1.6. <i>Les déversoirs en gabions</i>	105
2.2.1.7. <i>Les déversoirs-voiles en béton armé</i>	105
2.2.2. Les évacuateurs en charge (pour mémoire)	106
2.2.2.1. <i>Le déversoir-tulipe</i>	106
2.2.2.2. <i>Le siphon</i>	106
2.2.3. Les évacuateurs vannés	106
2.2.3.1. <i>Les déversoirs souples gonflables</i>	106
2.2.3.2. <i>Les clapets automatiques</i>	108
2.3. DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DES ÉVACUATEURS A SURFACE LIBRE	109
2.3.1. Loi de débit et calcul de la longueur déversante	110
2.3.1.1. <i>Cas des déversoirs-poids en béton</i>	110
2.3.1.2. <i>Déversoirs en béton à entonnement latéral et « becs de canard »</i>	113
2.3.1.3. <i>Dimensionnement d'un déversoir en perré traité au mastic bitumineux et dispositions constructives particulières à ce type d'ouvrage</i>	114
2.3.2. Calcul d'un coursier	116
2.3.2.1. <i>Dimensionnement hydraulique</i>	116
2.3.2.2. <i>Dispositions constructives</i>	118
2.3.3. Dispositifs dissipateurs d'énergie	120
2.3.3.1. <i>Les becs déviateurs ou « sauts de ski »</i>	120
2.3.3.2. <i>Les cuvettes de dissipation submergées</i>	122
2.3.3.3. <i>Les bassins de type impact</i>	123

2.3.3.4.	<i>Les bassins de chute (ou de plongée)</i>	124
2.3.3.5.	<i>Les bassins à ressaut</i>	125
2.4. VIDANGES ET PRISES D'EAU		137
2.4.1.	L'ouvrage de vidange	137
2.4.1.1.	<i>Les conduites de vidange en charge</i>	137
2.4.1.2.	<i>Les conduites de vidange à écoulement libre</i>	138
2.4.1.3.	<i>Ouvrages de vidange à batardeaux</i>	138
2.4.2.	Les ouvrages de prise	141
2.4.2.1.	<i>Ouvrage de prise à but agricole</i>	141
2.4.2.2.	<i>Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau</i>	145
2.4.2.3.	<i>Ouvrage de prise à but pastoral</i>	145
CHAPITRE 3 - CONCEPTION DES BARRAGES EN REMBLAI		
Préambule		149
3.1. STABILITÉ DES BARRAGES EN REMBLAI		149
3.1.1.	Pathologie liée à l'instabilité d'ensemble. Conséquences pour l'ouvrage	150
3.1.1.1.	<i>Le glissement des talus</i>	150
3.1.1.2.	<i>L'instabilité mécanique en fondation</i>	153
3.1.2.	Facteurs déterminant la stabilité du remblai.	153
3.1.2.1.	<i>Caractéristiques des matériaux constitutifs</i>	153
3.1.2.2.	<i>Profil du remblai</i>	154
3.1.2.3.	<i>L'hydraulique interne</i>	154
3.1.2.4.	<i>Les cas de charge</i>	155
3.1.3.	Étude de stabilité.	157
3.1.3.1.	<i>Vérification vis à vis du risque de glissement.</i>	158
3.1.3.2.	<i>Vérification de la stabilité de la fondation aux glissements</i>	163
3.1.4.	Conclusion sur la stabilité.	165
3.2. LE TASSEMENT DES BARRAGES EN REMBLAI		165
3.2.1.	Pathologie liée aux tassements	166
3.2.1.1.	<i>Le tassement de la fondation</i>	166
3.2.1.2.	<i>Le tassement du remblai</i>	166
3.2.2.	Facteurs déterminant le tassement	166
3.2.3.	Vérification des tassements	166
3.2.3.1.	<i>Tassement en fondation</i>	166
3.2.3.2.	<i>Tassement du remblai</i>	168

3.3. ÉTANCHÉITÉ DU BARRAGE EN REMBLAI	169
3.3.1. Perméabilité et hydraulique interne	169
3.3.2. Étanchéité du remblai	171
3.3.2.1. <i>Défauts d'étanchéité et conséquences</i>	172
3.3.2.2. <i>Les dispositions pour l'étanchéité du remblai</i>	173
3.3.3. Étanchéité de la fondation et des rives	177
3.3.3.1. <i>Problèmes d'étanchéité en fondations et conséquences</i>	178
3.3.3.2. <i>Les dispositions pour l'étanchéité de la fondation et des rives</i>	179
3.3.3.3. <i>Prévention du renardage en fondation</i>	186
3.4. LE DRAINAGE D'UN BARRAGE EN REMBLAI	188
3.4.1. Constitution et règles de conception des drains et filtres	189
3.4.1.1. <i>Les drains</i>	189
3.4.1.2. <i>Les filtres</i>	190
3.4.1.3. <i>Les géosynthétiques composites</i>	190
3.4.1.4. <i>Règles générales de dimensionnement des drains et filtres</i>	191
3.4.2. Les dispositifs de drainage du remblai	193
3.4.2.1. <i>De la nécessité du drainage d'un petit barrage</i>	193
3.4.2.2. <i>Le tapis drainant sous le talus aval</i>	193
3.4.2.3. <i>Le drain vertical</i>	194
3.4.2.4. <i>Cas particulier des barrages à noyau étanche</i>	196
3.4.2.5. <i>Synthèse sur le drainage du barrage</i>	196
3.4.3. Les dispositifs de drainage de la fondation	197
3.4.4. Conclusion sur le drainage	198
3.5. LA PROTECTION DU REMBLAI	198
3.5.1. Dimensionnement de la revanche	199
3.5.2. Protection du talus amont	200
3.5.2.1. <i>Éléments de dimensionnement</i>	200
3.5.2.2. <i>Protection en blocs latéritiques déversés</i>	201
3.5.2.3. <i>Protection en blocs latéritiques appareillés manuellement</i>	201
3.5.2.4. <i>Protection sommaire par revêtement de grave compactée</i>	204
3.5.3. Protection de la crête	205
3.5.4. Protection du talus aval	205
3.5.4.1. <i>Protection par enherbement</i>	205
3.5.4.2. <i>Protection par un perré latéritique</i>	206

3.5.4.3.	<i>Protection par revêtement de grave compactée</i>	206
3.5.5.	Conclusion sur la protection du remblai	206
3.6.	CONCEPTION DES BARRAGES À MASQUE	208
3.6.1.	Constitution et stabilité du remblai	208
3.6.1.1.	<i>Le barrage en enrochements</i>	208
3.6.1.2.	<i>Le barrage à masque sur remblai semi-perméable</i>	209
3.6.2.	Étanchéité par géomembrane	210
3.6.2.1.	<i>Nature et choix de la géomembrane</i>	210
3.6.2.2.	<i>Mise en oeuvre du dispositif d'étanchéité par géomembrane (D.E.G.)</i>	211
3.6.2.3.	<i>Stabilité mécanique du D.E.G. sur le remblai</i>	214
3.6.3.	Autres dispositifs d'étanchéité amont	215
3.6.4.	Conclusion sur les barrages à masque amont	216
3.7.	CONCLUSION GÉNÉRALE SUR LE BARRAGE EN REMBLAI	216
CHAPITRE 4 : CONCEPTION DES BARRAGES EN MAÇONNERIE OU EN BÉTON		
	Préambule	221
4.1.	LES BARRAGES EN MAÇONNERIE	222
4.1.1.	Les barrages de hauteur moyenne (5 à 15 m)	222
4.1.1.1.	<i>Exemple de profil</i>	222
4.1.1.2.	<i>Le traitement de la fondation</i>	223
4.1.1.3.	<i>La solution de l'étanchéité en béton armé</i>	224
4.1.1.4.	<i>La stabilité</i>	225
4.1.1.5.	<i>Le drainage</i>	225
4.1.2.	Les barrages de faible hauteur (inférieure à 5 m)	226
4.1.2.1.	<i>Description du profil</i>	226
4.1.2.2.	<i>Traitement de la fondation</i>	227
4.1.2.3.	<i>Stabilité</i>	228
4.1.2.4.	<i>L'étanchéité</i>	228
4.1.2.5.	<i>Les drains</i>	228
4.1.3.	Les ouvrages annexes	228
4.1.3.1.	<i>Le dispositif de dissipation d'énergie</i>	228
4.1.3.2.	<i>Le système de régulation du niveau du plan d'eau</i>	229

4.1.4. Les modalités pratiques pour la réalisation des maçonneries	230
4.1.4.1. <i>Organisation du chantier et matériel</i>	230
4.1.4.2. <i>Exécution des maçonneries [32]</i>	232
4.2. LES PETITS BARRAGES EN BÉTON	233
4.2.1. Typologie et description	233
4.2.1.1. <i>Les barrages-voûtes</i>	233
4.2.1.2. <i>Les barrages à contreforts</i>	234
4.2.1.3. <i>Les barrages-poids</i>	236
4.2.2. Dispositions constructives et choix techniques	237
4.2.2.1. <i>Le barrage-poids</i>	237
4.2.2.2. <i>Les barrages à contreforts</i>	240
4.2.3. Les calculs de stabilité	241
4.2.3.1. <i>Cas des barrages-poids</i>	241
4.2.3.2. <i>Cas des barrages à contreforts</i>	249
4.2.4. La mise en oeuvre des bétons	251
4.2.4.1. <i>Le béton conventionnel vibré</i>	251
4.2.4.2. <i>Le béton armé</i>	252
CHAPITRE 5 : CONCEPTION DES STRUCTURES EN GABIONS	
Préambule	257
5.1. STRUCTURES AVAL DÉVERSANTES : PROFILS TYPES ET CRITÈRES DE CHOIX	258
5.1.1. Barrages et seuils à parement aval vertical	259
5.1.2. Barrages à parement aval en gradins	262
5.1.2.1. <i>Barrage dans lequel le demi-massif aval est totalement gabionné</i>	262
5.1.2.2. <i>Barrage à parement aval en gradins, mur interne vertical gabionné et à massif aval en enrochements</i>	262
5.1.2.3. <i>Barrage à parement aval en gradins et à massif en terre, homogène ou à zones</i>	264
5.1.3. Barrages à parement aval incliné	264
5.2. DIMENSIONNEMENT DES DÉVERSOIRS EN GABIONS	266
5.2.1. Calcul du barrage ou du seuil à parement aval vertical	267
5.2.1.1. <i>Calcul de stabilité</i>	267
5.2.1.2. <i>Dimensionnement de la crête de déversement</i>	267
5.2.1.3. <i>Dimensionnement de l'ouvrage de dissipation</i>	268

5.2.2. Calcul des barrages à parement aval incliné	270
5.2.2.1. <i>Calculs de stabilité</i>	270
5.2.2.2. <i>Dimensionnement de la crête déversante</i>	271
5.2.2.3. <i>Dimensionnement du bassin de dissipation</i>	271
5.2.3. Calcul des barrages à parement aval en gradins de gabions	273
5.2.3.1. <i>Calculs de stabilité et dimensionnement de la crête déversante</i>	273
5.2.3.2. <i>Dimensionnement de l'ouvrage de dissipation</i>	273
5.3. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	274
5.3.1. Exécution des remblais et mise en œuvre des gabions	274
5.3.2. Filtres anticontaminants	275
5.3.3. Revêtement des faces extérieures des gabions	277
5.3.3.1. <i>Cas des structures en gradins</i>	277
5.3.3.2. <i>Cas des parements aval inclinés recouverts de matelas Réno</i>	277
5.4. PROTECTION DES TALUS AMONT EN MATELAS RENO	279
CHAPITRE 6 : LE CHANTIER DE CONSTRUCTION	
Préambule : Du rôle et de la responsabilité des intervenants sur un chantier	283
6.1. ORGANISATION : MOYENS ET PLANNING	285
6.1.1. Moyens humains	286
6.1.2. Moyens matériels	287
6.1.2.1. <i>Le matériel de terrassement</i>	287
6.1.2.2. <i>Matériel lié au type de barrage</i>	287
6.1.2.3. <i>Matériels spécifiques</i>	288
6.1.3. Planning et phasage des travaux	288
6.2. LES TRAVAUX PRÉPARATOIRES	290
6.2.1. Les études préalables	290
6.2.1.1. <i>Études de conception détaillée</i>	290
6.2.1.2. <i>Études d'exécution</i>	290
6.2.2. Les travaux préparatoires proprement dits	291
6.2.2.1. <i>Accès et circulations</i>	291
6.2.2.2. <i>Piquetage</i>	292
6.2.2.3. <i>Aménagement des emprises</i>	292
6.2.2.4. <i>Dérivation et protection contre les eaux</i>	292

6.3. TRAITEMENT DES FONDATIONS	293
6.3.1. Exécution des fouilles et de la clé d'étanchéité	293
6.3.1.1. <i>Dispositions générales</i>	293
6.3.1.2. <i>Dispositions particulières à une fondation rocheuse</i>	294
6.3.1.3. <i>Dispositions particulières à une fondation meuble</i>	294
6.3.2. Traitements spéciaux	294
6.3.2.1. <i>Injections</i>	294
6.3.2.2. <i>Réalisation de parois moulées (Cf. paragraphe c) du chapitre 3.2.3.2. du présent manuel et le chapitre 3.10 de la référence [32])</i>	295
6.4. EXÉCUTION DES REMBLAIS	296
6.4.1. Emprunts	296
6.4.2. Confection des remblais	296
6.4.2.1. <i>Recommandations générales</i>	296
6.4.2.2. <i>Essais préliminaires de compactage</i>	297
6.4.2.3. <i>Extraction des matériaux</i>	297
6.4.2.4. <i>Transport, épandage et compactage des matériaux</i>	298
6.4.2.5. <i>Interruption de chantier</i>	298
6.4.2.6. <i>Profils et talus</i>	299
6.4.3. Protection des talus et de la crête	299
6.4.3.1. <i>Enrochements de protection amont</i>	299
6.4.3.2. <i>Perrés arrangés à la main</i>	299
6.4.3.3. <i>Crête du remblai</i>	300
6.4.3.4. <i>Revêtement en terre végétale</i>	300
6.4.3.5. <i>Butée de pied aval en enrochements</i>	300
6.4.4. Filtres, drains et collecteurs	300
6.4.5. Dispositif d'étanchéité par géomembrane (D.E.G.)	301
6.4.5.1. <i>Couche de forme</i>	301
6.4.5.2. <i>Couche support</i>	301
6.4.5.3. <i>Plan de pose</i>	302
6.4.5.4. <i>Mise en place</i>	302
6.4.5.5. <i>Assemblage</i>	302
6.4.5.6. <i>Ancrages</i>	303
6.4.5.7. <i>Raccordement aux ouvrages annexes</i>	303
6.4.5.8. <i>Structure de protection</i>	304
6.5. EXÉCUTION DES OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ	305
6.5.1. Caractéristiques et fabrication des bétons	305

6.5.2. Essai de contrôle des bétons	305
6.5.3. Coffrages, échafaudages et cintres	305
6.5.4. Armatures	305
6.5.5. Mise en place et durcissement du béton	306
6.5.6. Traitement des reprises	306
6.5.7. Cas particulier du béton coulé pleine fouille	307
6.6. EXÉCUTION DES OUVRAGES EN MAÇONNERIE	307
6.7. EXÉCUTION DES OUVRAGES EN GABIONS	307
6.7.1. Les matériaux de remplissage	307
6.7.2. La mise en œuvre des gabions	307
6.7.3. La mise en œuvre des matelas Reno	309
6.8. CONTROLE DU CHANTIER	309
6.8.1. Organisation générale du contrôle	310
6.8.2. Contrôle des barrages en remblai	312
6.8.3. Contrôle des barrages en béton ou en maçonnerie	314
6.8.4. Conclusion	315
CHAPITRE 7 : SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DES BARRAGES EN SERVICE	
Préambule	319
7.1. LA NÉCESSITÉ ET LES OBJECTIFS DU SUIVI DES BARRAGES	320
7.1.1. Prévenir les risques	320
7.1.2. Maintenir l'ouvrage en bon état de fonctionnement	322
7.1.3. Disposer d'un retour d'expérience	322
7.2. PROPOSITION D'UN SCHÉMA D'ORGANISATION ADAPTÉ A L'AFRIQUE SAHÉLIENNE ET ÉQUATORIALE	323

7.2.1. Les contraintes à prendre en compte	323
7.2.2. Quelques exemples	323
7.2.3. Proposition d'un schéma d'organisation	324
7.3. LA SURVEILLANCE DES PETITS BARRAGES	325
7.3.1. Les appareils d'auscultation des petits barrages	326
7.3.1.1. <i>Mesure de la cote du plan d'eau</i>	326
7.3.1.2. <i>Mesure des débits</i>	326
7.3.1.3. <i>Mesure de la piézométrie</i>	329
7.3.1.4. <i>Mesure des déplacements</i>	333
7.3.2. Le dispositif d'auscultation	335
7.3.2.1. <i>Les barrages en terre</i>	335
7.3.2.2. <i>Les barrages en enrochements</i>	337
7.3.2.3. <i>Les barrages poids en maçonnerie ou en béton</i>	337
7.3.2.4. <i>Les barrages en béton armé</i>	339
7.3.2.5. <i>Les barrages en gabions</i>	339
7.3.3. La fréquence des mesures	340
7.3.3.1. <i>Mesures simples</i>	340
7.3.3.2. <i>Mesures plus complexes</i>	340
7.4. LE ROLE DE L'EXPLOITANT	341
7.4.1. La surveillance de l'ouvrage	341
7.4.1.1. <i>L'observation visuelle de routine</i>	342
7.4.1.2. <i>L'observation à l'occasion des crues</i>	342
7.4.1.3. <i>Les mesures d'auscultation</i>	343
7.4.1.4. <i>Le registre du barrage</i>	344
7.4.2. Le petit entretien	344
7.4.2.1. <i>Comblement des ravines</i>	345
7.4.2.2. <i>Entretien des perrés amont</i>	346
7.4.2.3. <i>Enlèvement de la végétation arbustive</i>	347
7.4.2.4. <i>Entretien de surface des maçonneries</i>	347
7.4.2.5. <i>Réparation des fils rompus des gabions</i>	348
7.5. LE ROLE DU SERVICE TECHNIQUE	348
7.5.1. Les visites techniques approfondies	349
7.5.2. L'analyse de l'auscultation	350
7.5.2.1. <i>La critique de la mesure</i>	351
7.5.2.2. <i>Analyse des mesures</i>	351

CONCLUSION GÉNÉRALE	353
BIBLIOGRAPHIE	355
TABLE DES ANNEXES	361
ANNEXE I : ÉTUDE DE QUATRE CAS DE PETITS BARRAGES	363
ANNEXE II : DESCRIPTION INDICATIVE DU CONTENU D'UN AVANT-PROJET DÉTAILLÉ DE PETIT BARRAGE	383
ANNEXE III : SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DES BARRAGES EN SERVICE : FICHES DE VISITE PAR TYPE D'OUVRAGE ET COMMENTAIRES	397
ANNEXE IV : LES MÉCANISMES DES DÉGRADATIONS DES MAÇONNERIES ET BÉTONS - PRINCIPES DE RÉPARATION	414

CHAPITRE 1

CHOIX DES SITES ET ÉTUDES PRÉLIMINAIRES

Préambule

Pour concevoir de petits barrages, le projeteur doit résoudre un certain nombre de problèmes :

- traduire en termes de besoins en eau les objectifs du projet ;
- se prononcer sur la viabilité des sites envisagés ;
- recueillir l'ensemble des données nécessaires au choix et au dimensionnement des ouvrages, y compris d'éventuelles variantes ;
- bâtir le projet technique en tenant compte des contraintes économiques et environnementales.

Les investigations menées en ce sens, qui comprennent l'étude des besoins et des pertes, l'étude du milieu (sociologique et écologique) et les études techniques préliminaires, doivent être réalisées préalablement à l'établissement de l'avant-projet. Conduites de préférence par des spécialistes expérimentés, elles permettent de réduire autant que possible les aléas de chantier et de déterminer un coût d'objectif de l'opération relativement fiable. Elles revêtent donc une importance capitale et le présent chapitre s'attachera à définir des recommandations pour leur bon déroulement.

On fournira dans un premier temps des éléments pour la détermination des besoins et des pertes, puis on détaillera le contenu des études préliminaires de géologie, de géotechnique et de topographie. Les études sociologiques seront surtout traitées dans leurs grandes lignes, tandis que l'on n'abordera que succinctement l'hydrologie, pour laquelle on renverra à la littérature spécialisée récente.

Ce premier chapitre sera clôturé par l'exposé d'un certain nombre d'éléments destinés à guider le concepteur vers les choix techniques les plus appropriés aux caractéristiques du site identifiées lors des études préliminaires.

Notons enfin que les préoccupations environnementales devront être de toutes les étapes du projet, depuis le choix des sites jusqu'à la réalisation. On devra en particulier établir une étude d'impact dont le but sera d'évaluer les conséquences de l'aménagement et de proposer des mesures compensatoires. Nous ne développerons pas ici dans le détail la méthodologie des études d'impact à laquelle des manuels entiers sont consacrés (on se reportera en particulier à la référence [27]). Nous croyons cependant utile d'en justifier la nécessité et d'en rappeler les grands principes, de manière à donner aux concepteurs de barrages quelques éléments pour élaborer des termes de référence.

1.1. Évaluation des besoins et aspects socio-économiques choix des sites

On construit un barrage en vue de constituer une réserve d'eau qui puisse satisfaire les besoins agricoles, pastoraux, humains, touristiques (secteur en émergence dans quelques pays d'Afrique) ou industriels (alimentation d'usines, production d'énergie, etc.). Si ces derniers correspondent en général à une demande bien définie, les besoins en eau potable ou les sollicitations agricole et pastorale doivent être évalués avec soin, sachant que les paramètres utilisés ne sont pas toujours aisés à obtenir, surtout en milieu rural.

Mais pour concevoir et gérer convenablement une retenue, il faut prendre également en considération les diverses pertes d'eau (infiltrations, évaporation) et les pertes de capacité de la cuvette à la suite des dépôts solides.

En tenant compte de ces évaluations et aussi, bien sûr, de données topographiques, géotechniques, géologiques, hydrologiques et économiques, on doit alors chercher un site le plus proche possible des besoins à satisfaire et permettant de constituer la réserve suffisante. Un compromis est souvent à trouver entre les impératifs liés aux besoins et ceux relatifs au choix du site qui pour des raisons économiques ou techniques peuvent être divergents.

1.1.1. Évaluation des besoins

1.1.1.1. Alimentation en eau potable

Les réalités socio-économiques dans la plupart des pays d'Afrique amènent à distinguer deux approches de l'alimentation en eau des populations. Les zones urbaines sont équipées de réseaux d'adduction complets qui distribuent une eau traitée, pompée dans des forages, des rivières ou des retenues artificielles. En zone rurale, ces investissements lourds ne sont guère envisageables. On se tourne alors vers des systèmes collectifs peu complexes, qui vont du simple puits busé à l'implantation d'un petit réseau, desservant des bornes-fontaines placées au coeur des hameaux les moins isolés. Le souci de concevoir une installation produisant le mètre cube d'eau à un prix correspondant au niveau de vie des usagers devrait principalement guider les projeteurs.

A ce titre, les barrages ne sont pas forcément les ouvrages les plus économiques pour résoudre le problème de l'alimentation en eau potable, et l'on aura intérêt à associer d'autres activités (agricoles notamment) si cette option est retenue et si la capacité de la cuvette l'autorise. Si, pour des zones urbaines relativement peuplées, le barrage peut constituer une réponse appropriée, notamment lorsque les eaux souterraines sont polluées ou en quantité insuffisante, en milieu rural il faudra examiner systématiquement

d'autres alternatives. Cependant, des barrages à usage agricole ou industriel peuvent avantageusement constituer un appoint supplémentaire à d'autres formes d'approvisionnement, voire la ressource principale. Pour l'évaluation des besoins, on pourra utiliser les chiffres suivants :

Centres urbains	150 l/jour/habitant
Centres secondaires	70 l/jour/habitant
Centres ruraux	40 l/jour/habitant

Mais il faudra souvent affiner ces chiffres en estimant les apports de points d'eau déjà existants, de quelque nature qu'ils soient, et en tenant compte des habitudes des populations. Par exemple, des études ont montré que dans les petits centres urbains 20 à 30% des ménages satisfont une partie assez importante (lessive entre autres) de leurs besoins par le recours aux puits traditionnels ou aux cours d'eau [35]. En outre ces prélèvements varient dans le temps, au fur et à mesure que les puits tarissent. Quoi qu'il en soit, 15 litres par jour et par habitant est un minimum en zone rurale.

* *Remarque* : Pour tenir compte dans un projet de l'évolution de la population, on devra actualiser les chiffres donnés par les recensements les plus récents, non seulement pour la période actuelle, mais aussi pour la durée de vie du projet. Ainsi, si l'on veut actualiser à l'horizon 30 ans une population qui s'accroît de 2,5 % par an, on procédera de la manière suivante :

- n_a désigne la population à l'année a
- n_{a+30} désigne la population actualisée à l'horizon 30 ans

$$\text{alors } n_{a+30} = n_a (1 + 0,025)^{30}$$

1.1.1.2. Alimentation des animaux

Prendre en compte les besoins pastoraux constitue toujours un point délicat des projets d'aménagement. S'il faut éviter que les animaux ne s'abreuvent directement dans des retenues destinées à la consommation humaine, il est possible de le prévoir aux abords de barrages à vocation agricole. Ce sera particulièrement vrai dans les zones soudano-sahéliennes ou les régions subdésertiques où les points d'eau sont rares et espacés.

Quantifier le bétail à abreuver dans une région donnée tient souvent de la gageure, mais on peut tolérer une marge d'erreur relativement importante car les besoins pastoraux restent, dans la majorité des cas, très inférieurs aux volumes d'eau consommés par l'irrigation ou perdus par évaporation. Les données seront à rechercher dans les centres régionaux d'agriculture ou d'élevage, généralement bien renseignés. Cependant on devra s'assurer qu'autour du nouveau point d'attraction que constituera la future retenue, les pâturages seront en quantité suffisante, faute de quoi, une ceinture sèche apparaîtra rapidement, avec de fâcheuses conséquences sur l'environnement du projet.

Enfin, l'accès des éleveurs au barrage devra se faire à des endroits aménagés, soit des abreuvoirs alimentés par une conduite de prise, soit directement dans la retenue, mais de manière à ce que le passage des animaux ne provoque aucun dégât, tant pour le barrage que pour les installations agricoles. Bien sûr, avant d'envisager cette cohabitation entre éleveurs et agriculteurs, on s'assurera qu'aucun conflit majeur n'y fait obstacle et qu'elle reste compatible avec les traditions locales.

Du point de vue pratique, en Afrique subsaharienne, on décompte le bétail en U.B.T. (Unité de Bétail Tropical). Un bovin équivaut à 1 U.B.T., de même que cinq caprins ou cinq ovins. Selon les régions, on pourra adopter les chiffres suivants pour prévoir les besoins pastoraux :

Tableau 1.1 : Besoins en eau de divers animaux en diverses situations, en quantité et en fréquence (extrait de : Zootechnie des régions chaudes : les systèmes d'élevages ; P.LHOSTE, V.DOLLE, J.ROUSSEAU, D.SOLTNER ; CIRAD, ministère de la Coopération ; 1993).

TYPE D'ANIMAL	SITUATION	CONSOMMATION (en litres)	FRÉQUENCE D'ABREUVEMENT
BOVINS (zébus ou taurins)	- en ranching	25	1 ou 2 fois / jour
	- élevage extensif (conditions normales)	30 - 40	1 ou 2 fois / jour
	- avec pâturage nocturne	15 - 20	1 ou 2 fois / jour
	- en période de sécheresse	50 - 60	1 fois tous les 2 jours
PETITS RUMINANTS	- conditions normales (saison sèche)	3,5 - 4	1 fois / jour
	- en ranching	5	
	- en lactation	5 - 5,5	
CHEVAUX		20 - 30	1 ou 2 fois / jour
ANES		10 - 13	1 fois / jour
PORCS	- jeunes	4	1 ou 2 fois / jour
	- en lactation	18	
CHAMEAUX		60 - 80	1 fois tous les 4 à 5 jours
	- après une longue déprivation	100	ingestion en 15 minutes

Dans le cas où l'on doit tenir compte d'un bétail transhumant, on peut estimer grossièrement les besoins en considérant qu'un animal ne peut s'abreuver à une réserve que s'il pâture à moins de 10 km du barrage soit 30 000 hectares concentriques à la retenue. En zone sahélienne la densité de bétail est de 1 bête pour 5 hectares en moyenne, soient environ 6 000 bêtes à abreuver au maximum. Tous ces chiffres sont à considérer avec prudence car on conçoit aisément qu'ils peuvent varier notablement selon les conditions géographiques du lieu d'implantation du barrage.

1.1.1.3. Besoins agricoles

L'activité agricole autour des barrages est essentiellement de deux types : une agriculture irriguée gravitairement ou par pompage, et une mise en valeur du pourtour de la cuvette en utilisant la décrue. Cette dernière méthode est souvent pratiquée de manière informelle.

On évalue les besoins en eau des cultures en tenant compte de paramètres tels que la surface à irriguer, l'infiltration et l'évapotranspiration potentielle (ETP). Selon le volume d'eau disponible, on pourra conduire une ou plusieurs campagnes irriguées. La culture irriguée la plus fréquente en Afrique de l'Ouest et centrale de nos jours est le riz. Mais le maraîchage conserve une place très importante. Les cultures céréalières restent pluviales pour l'essentiel, mais certaines comme le maïs sont parfois produites en irrigué. A titre indicatif, on pourra approcher les besoins en eau des cultures par les chiffres suivants :

riz	150 à 175 m ³ /j/ha
maraîchage	100 m ³ /j/ha
céréales	100 m ³ /j/ha

Soit :

- riz de saison des pluies	13 000 m ³ /ha
- riz de contre-saison (entièrement irrigué de décembre à mai)	25 000 m ³ /ha
- maraîchage (entièrement irrigué de novembre à avril)	15 000 m ³ /ha
- céréales (irrigation d'appoint)	4 000 m ³ /ha

En tenant compte de l'évaporation et de l'infiltration, et dans les conditions moyennes des zones sahéliennes, il faut, pour cultiver :

- 1 ha de riz de saison des pluies avec irrigation d'appoint, stocker 14 000 m³
- 1 ha de riz de saison sèche, stocker 50 000 m³
- 1 ha de maraîchage de saison sèche, stocker 25 000 m³

L'ETP peut être évaluée de diverses façons, mais la formule de Penman semble s'affirmer comme la plus adaptée à l'Afrique de l'Ouest et Centrale. Sa mise en œuvre est complexe, mais pour ces régions les résultats sont directement lisibles sur des atlas édités par le Comité inter-états de lutte contre la sécheresse au Sahel (C.I.L.S.S.) et le Comité interafricain d'études hydrauliques (C.I.E.H.). On donne sur la figure suivante un extrait de ces documents.

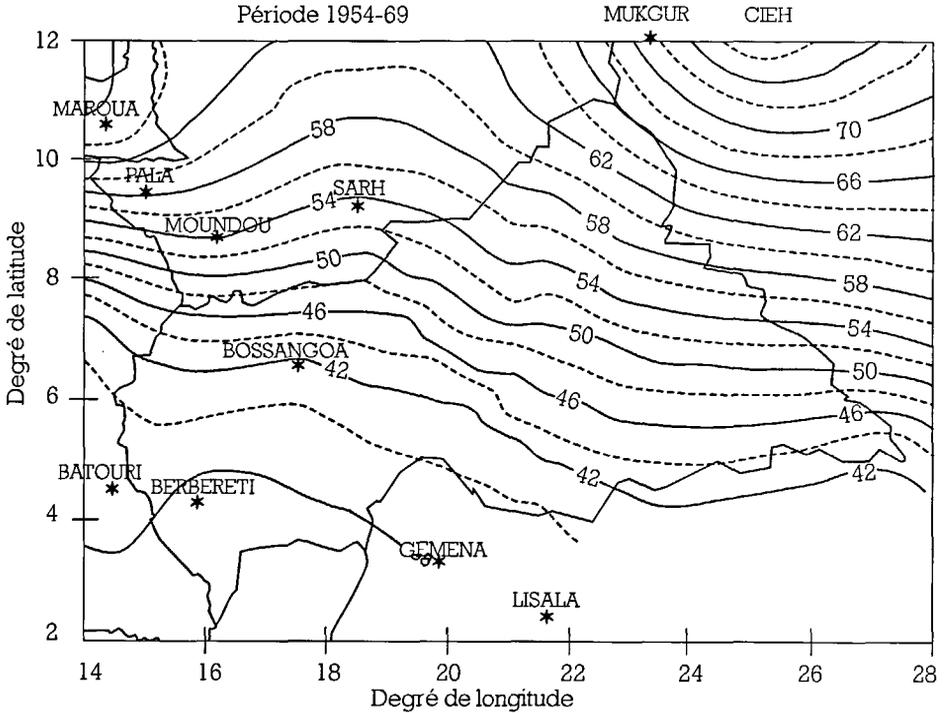


Figure 1.1 : Exemple de carte d'ETP pour la République Centrafricaine (ETP moyenne de la première décennie d'avril) [23].

1.1.2. Estimation des pertes

1.1.2.1. Les pertes par infiltration dans la cuvette

Lorsque le but recherché par la construction d'un barrage n'est pas la recharge de nappe, on devra s'assurer de la bonne imperméabilité de la cuvette. Ce sera d'ailleurs un critère pour retenir ou non un site. Cependant, et surtout au cours des premières années qui suivent la construction, une certaine infiltration est inévitable. En première approximation (au stade d'un A.P.S. par exemple), on peut l'évaluer à 10 % de la hauteur utile de la réserve. Toutefois, on a pu observer sur de nombreux ouvrages qu'elle diminuait dans le temps, c'est à dire au fur et à mesure du dépôt des argiles colloïdales en fond de cuvette.

Pour être étanche, le fond d'une cuvette devra présenter sur une épaisseur minimum de 0,50 m une perméabilité assez faible, inférieure à 10^{-6} m/s. Il doit contenir une certaine proportion, même faible, d'éléments très fins. Dans le cas d'assises rocheuses, on se méfiera des réseaux de fissures et des zones altérées. Enfin, les perméabilités en grand sont à éviter. Il pourra s'agir de passées sableuses affleurantes, de cuirasses latéritiques (notamment en bord de cuvette) ou encore d'argiles à canaux (cf. photo 1.1.).



Photo 1.1 : Canalicules repérées dans une couche d'argile sableuse lors de l'ouverture d'une tranchée de reconnaissance.



Photo 1.2 : Barrage de Sao (Burkina Faso) ; vue de l'extrémité aval du chenal qui prolonge l'évacuateur latéral ; remarquer l'importance de la ravine née de l'érosion régressive. Noter l'abondant débit de fuite dû à la présence d'argiles à canaux en fondation.

Il faut noter que si elles représentent une quantité raisonnable et si elles ne mettent pas en danger l'ouvrage, les infiltrations peuvent être économiquement acceptables. Quelques moyens de lutte sont également possibles, mais ils seront souvent coûteux et on ne les préconisera que si l'on ne dispose pas d'un meilleur site.

- Si la couche superficielle de terre dans la cuvette est un matériau de granulométrie étendue qui contient au moins 30 % d'éléments fins < 0,1 mm, on peut scarifier le fond puis le compacter.

- Pour recouvrir une zone sableuse ou latéritique de la cuvette, on la décape, puis on ramène et compacte environ 0,5 m d'argile, sous réserve de la vérification du respect des règles de filtre. L'argile doit à cet effet être recouverte de matériaux plus grossiers afin d'éviter le démarrage d'un renard consécutif à la formation de fissures de retrait.

Enfin, quelques cas peuvent être réglés par le traitement de la fondation du barrage. La figure 1.2. donne deux exemples où l'étanchéité de la cuvette proprement dite est globalement assurée, mais où la présence de couches superficielles perméables compromet l'étanchéité de l'ouvrage. Dans ces cas de figure, les débits de fuites peuvent être très importants. Au lieu de traiter le problème dans la cuvette, ce qui serait coûteux et certainement peu sûr, on aura intérêt à prévoir des coupures étanches sous l'ouvrage, telles que celles décrites au paragraphe 3.2.3 du présent manuel.

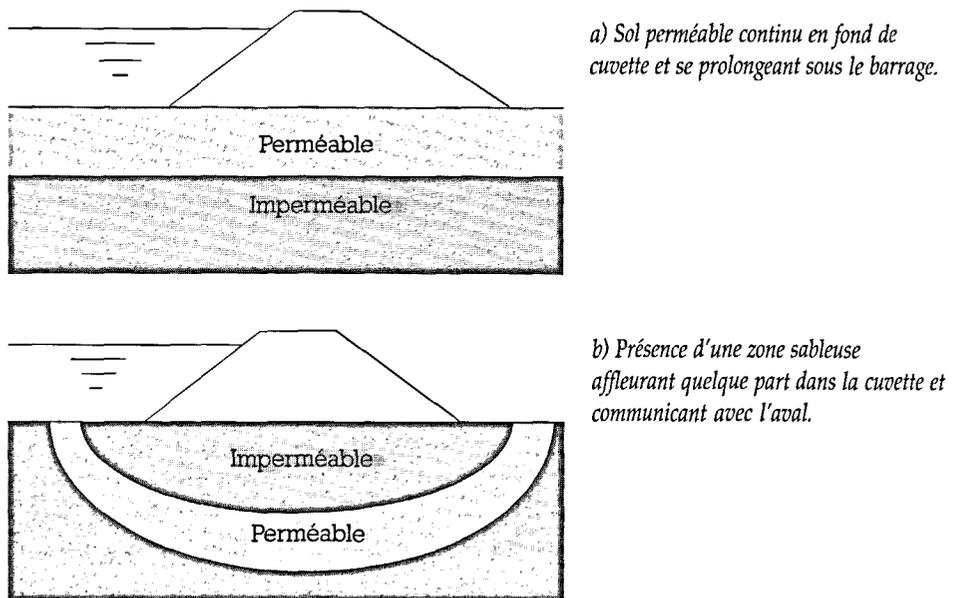


Figure 1.2 : Quelques cas d'étanchéité insuffisante (d'après [36]).

1.1.2.2. Les pertes par évaporation

Les pertes par évaporation dans une réserve sont directement liées à la surface du plan d'eau. On exprime ces pertes en hauteur d'eau évaporée (généralement en mm). Mais elles dépendent également :

- de la durée de l'ensoleillement
- de la surface exposée aux vents
- du déficit de saturation de l'air
- de la présence ou non de végétation aquatique
- de la profondeur de la retenue (inertie thermique variable selon celle-ci).

Les pertes par évaporation sont de loin les plus importantes en Afrique. Dans les régions sahéliennes, elles s'élèvent cumulativement à deux mètres par an en moyenne. De ce fait, sous ces latitudes, toute retenue dont la hauteur ne dépasse pas deux ou trois mètres sera forcément vide avant la saison des pluies.

Il existe quelques formules permettant d'évaluer l'évaporation, mais elles sont difficiles à mettre en œuvre et elles donnent des résultats très incertains. Il vaut mieux se servir de données recueillies à l'aide d'évaporomètres installés à proximité des sites. On pourra utiliser l'appareil de PICHE dont le fonctionnement reproduit le phénomène d'évaporation à travers une surface poreuse. Son principe est exposé sur la figure suivante.

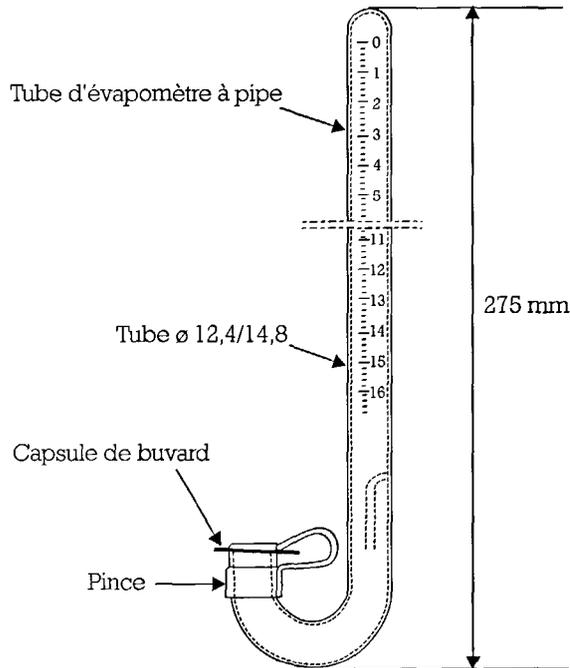
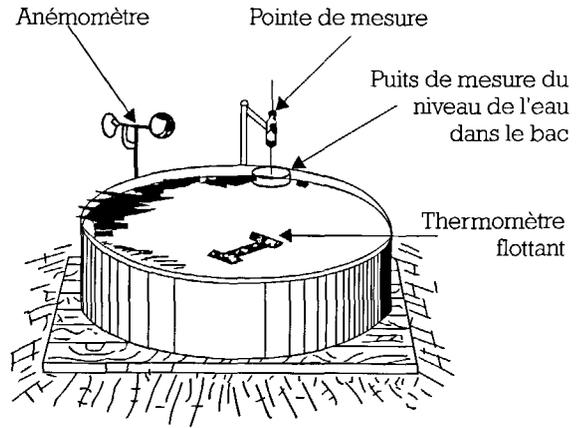


Figure 1.3 : Évaporomètre Piche [25].

On peut également utiliser un bac d'évaporation « classe A » :



Dimensions du bac d'évaporation
Type A du Weather Bureau (USA)
Diamètre du bac 121,9 cm
Hauteur du bac 25,4 cm (10 in)
Niveau d'eau maintenu à 5 cm du bord.

Figure 1.4 : Bac d'évaporation (classe A)
du Weather Bureau [25].

Les observations obtenues par le bac « classe A » doivent être utilisées en leur appliquant un coefficient correcteur. Parmi les différentes valeurs proposées pour ce dernier, peuvent être retenues celles calculées au pas de temps annuel par POUYAUD (1985), correspondant sensiblement à des conditions climatiques sahéliennes et tropicales sèches. Ce rapport $\frac{E_{\text{ret}}}{E_{\text{bac A}}}$ varie de 0,50 à 0,68.

POUYAUD donne également cette formule, établie au pas de temps journalier :

$$E_{\text{ret}} = 1,664 (E_{\text{bac A}})^{0,602}$$

\uparrow mm/j \uparrow mm/j

Une étude réalisée au Cameroun en 1988 propose, pour les régions africaines à régime tropical, un coefficient de 0,70 à 0,80 pour le bac de « classe A ».

Il n'existe que peu de moyens satisfaisants pour réduire l'évaporation. On s'efforcera cependant de choisir un emplacement de la cuvette donnant la plus grande hauteur d'eau pour la surface la plus réduite possible. On préconisera aussi l'élimination des plantes aquatiques à feuilles submergées qui accroissent l'évaporation. Si la retenue n'est pas trop étendue, des haies ou bosquets brise-vent peuvent avoir quelque influence, mais pour la plupart des barrages de plaine, ils n'auront pratiquement aucun effet.

Signalons aussi l'emploi de produits chimiques (alcools gras) répandus à la surface de l'eau pour y former un film monomoléculaire. Des essais avaient d'ailleurs été conduits par le C.I.E.H. dans les années 70 au Burkina Faso sur les retenues alimentant la capitale. Les résultats étaient très nuancés : il avait été estimé que l'on pouvait espérer un gain de 1,5 millimètre par jour, mais avec un coût relativement élevé, étant donné le prix du produit et le fait que le traitement devait se dérouler en continu. En outre les effets du produit sur l'environnement étaient assez mal connus. Des solutions de ce type restent somme toute marginales et sont difficiles à mettre en œuvre. On retiendra donc que l'évaporation est un phénomène que l'on n'arrivera que rarement à atténuer, mais dont on devra tenir compte dans les prévisions d'exploitation des retenues, étant donnés les volumes d'eau perdus.

1.1.2.3. Le problème des dépôts solides

L'eau qui ruisselle sur les bassins versants entraîne avec elle des matériaux solides qu'elle arrache tout au long de son parcours. Ces matériaux se déposent dès que la vitesse de l'eau devient inférieure à un certain seuil, ce qui est le cas lorsque les cours d'eau aboutissent à une retenue. Les mécanismes érosion - transport - sédimentation sont complexes et ils dépendent d'un certain nombre de paramètres :

- les caractéristiques physiques du bassin versant (superficie, classe de relief, forme, etc.)
- la nature du réseau hydrographique
- les caractéristiques géologiques (nature de la roche mère) et édaphiques
- l'environnement climatique et en particulier la pluviométrie
- le couvert végétal et la mise en culture éventuelle.

Enfin, le phénomène est très variable selon les régions. Si, par exemple, les problèmes d'ensablement sont fréquents et importants au Niger, au Burkina Faso voisin la question reste limitée à un petit nombre de cas. Pour les bassins situés en zone forestière dense, l'érosion doit son originalité à la permanence de la chaleur et de l'humidité [37]. L'altération chimique des roches et des sols qui en résulte, ainsi que la protection relative due au réseau racinaire dense, font que les matériaux transportés par les fleuves sont essentiellement des particules fines (eaux jaunâtres ou rougeâtres), qui peuvent conduire à des problèmes d'envasement notables, mais généralement plus limités qu'en savane.

Le problème au niveau d'un barrage est de prévoir la quantité de dépôts et le nombre d'années nécessaire au comblement de 10%, 20%, etc., de la capacité de la retenue. S'il n'est pas aisé de donner une réponse précise, on peut néanmoins essayer d'évaluer cet envasement.

a) Quantification des dépôts

La grandeur associée aux transports solides est la dégradation spécifique ($m^3/km^2/an$). Il existe un certain nombre de formules qui permettent de l'estimer de manière plus ou moins fiable. Mais il est à noter que les meilleures estimations des apports solides

sont fournies par la comparaison avec des bassins versants voisins présentant des caractéristiques proches (superficie, érodabilité, classe et pente, végétation), et pour lesquels on dispose de données. Ceci étant précisé, on peut citer les formules suivantes :

Formule de *GOTTSCHALK*

$$D = 260 \cdot S^{-0,1}$$

avec :

S = surface du bassin versant en km²

D = dégradation spécifique annuelle en m³/km²/an.

Cette expression a été établie après des observations faites sur la dégradation spécifique annuelle de soixante-six bassins d'Amérique. Elles avaient permis, comme le montre la formule, de mettre en évidence une certaine réduction moyenne de D avec la surface. Cette décroissance, peu importante à vrai dire, peut s'expliquer par la diminution relative de la pente moyenne lorsque la surface du bassin versant augmente. L'influence du paramètre pente demeure cependant assez faible, ce qui a été corroboré dans le cas du Burkina Faso par les mesures faites à l'occasion des études qui ont permis d'établir la formule exposée ci-après [49].

Formule du *CIEH-EIER (GRESILLON)*

$$D = 700(P/500)^{-2,2} \cdot S^{-0,1}$$

P = pluviométrie moyenne annuelle en mm

S = surface du bassin versant en km².

Pour établir cette formule, l'E.I.E.R., a procédé à la mesure de l'envasement de trois réserves au Burkina Faso (Goundi, Samboendi, et Vi - voir les résultats dans le tableau 1.1.), situées dans des zones climatiques différentes (travaux de M. GRESILLON, avec le concours des services de l'Hydraulique et de l'Équipement rural - [49]). A cet effet, des levés topographiques ont été réalisés après un nombre connu d'années de remplissage et comparaison des capacités initiales et de celles déterminées au moment de l'étude.

Bien entendu, et comme pour la formule précédente, la dégradation réelle peut être relativement éloignée du résultat donné par cette relation selon le type de sols, la mise en culture, mais aussi selon la valeur du coefficient de ruissellement moyen annuel, de l'intensité de la pluie et de son énergie [49]. De notables variations régionales sont donc prévisibles.

Pour illustrer la disparité des dégradations observées, on peut citer en exemple un échantillon de sept barrages répartis sur l'ensemble du territoire du Burkina Faso et qui ont fait l'objet de mesures de l'envasement.

Tableau 1.2 : Exemples de dégradations spécifiques au Burkina Faso (d'après [37] et travaux de M. L. COMPAORE pour Mogtédó). Les valeurs citées correspondent à une densité de 1,2.

BARRAGES	SURFACE (km ²)	PÉRIODE D'ÉTUDE	ORGANISME OU AUTEUR	PLUIE ANNUELLE (mm)	DÉGRADATION m ³ /km ² /an	D t/ha/an (densité de 1,2)
Volta Blanche	30 200	08 à 10 1977	ORSTOM	625	6,2	0,07
Kompienga	5800	07 à 10 1980	HER	905	53	0,67
Goundi	38	64 - 80	EIER	900	160	1,92
Samboendi	148	64 - 80	EIER	724	260	3,1
Vi	92	64 - 80	EIER	1000	52	0,64
Mogtédó	480	91 -93	PMI - BF	730	137	1,67
Boulbi	102	60 - 83	MIETTON	850	75	0,95

A titre indicatif, le tableau suivant compare les valeurs des dégradations spécifiques mesurées avec celles obtenues par le calcul à l'aide des deux formules citées précédemment.

Tableau 1.3 : Comparaison de dégradations spécifiques mesurées et calculées à l'aide des formules de GOTTSCHALK et C.I.E.H. - E.I.E.R.

BARRAGES	VOLTA BLANCHE	KOMPIENGA	GOUNDI	SAMBOENDI	VI	MOCTÉDO	BOULBI
D mesurées	6,2	53	160	260	52	137	75
D calculées (Gottschalk)	93	109	181	158	165	140	164
D calculées (E.I.E.R. - C.I.E.H.)	153	80	134	188	97	164	137

L'écart relativement important entre certaines mesures et les valeurs calculées correspondantes confirme les remarques faites précédemment sur la variabilité des résultats donnés par les formules, même si, dans quelques cas (Mogtédó, Goundi), les mesures tendent à valider les calculs.

On peut donc conseiller l'emploi de ces formules, notamment en zone sahélienne, où l'expérience a montré qu'elles menaient parfois à des résultats probants, *mais seulement dans l'optique d'obtenir des grandeurs indicatives.*

Dans le cas des bassins forestiers, nous n'avons trouvé que peu de données dans la bibliographie. C. PUECH, dans la référence [37], cite cependant les résultats d'une étude effectuée en Côte d'Ivoire, qui met en évidence une nette différence entre les dégradations spécifiques mesurées en forêt et en savane : dans la zone forestière, elles sont de 10 à 15 fois moins élevées.

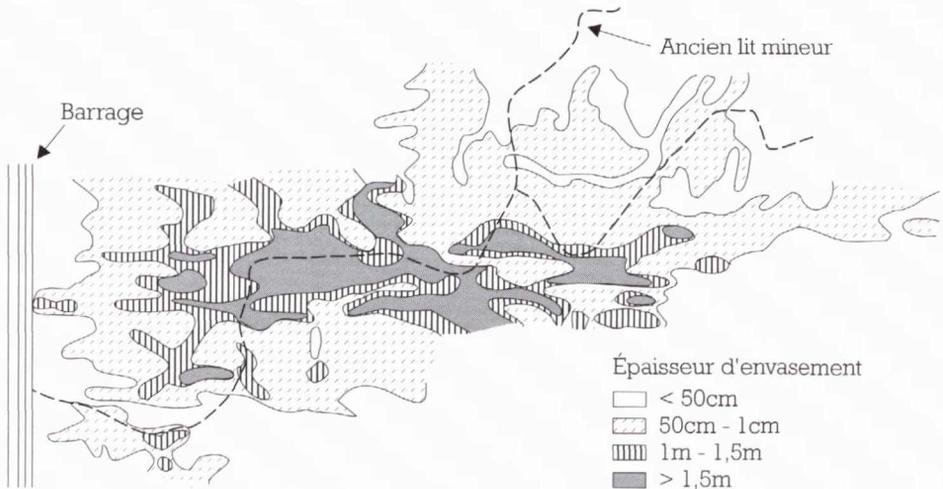
En conclusion, une bonne approche pour tenter d'évaluer les apports solides pourrait être de donner des fourchettes encadrant de manière assez large un ensemble de valeurs émanant à la fois de l'utilisation des formules et de l'observation de bassins voisins et relativement semblables, pour lesquels les données sont disponibles. Cette méthode a le double avantage de fournir un ordre de grandeur, tout en mettant en évidence la grande incertitude qui entoure ce problème.

b) Localisation des dépôts dans la retenue

Les dépôts ne sont pas uniformément répartis sur le fond des cuvettes. Les matériaux les plus grossiers se déposent dans la partie amont en formant un delta. Par contre, les matériaux les plus fins, qui demeurent longtemps en suspension, se retrouvent dans la partie centrale et jusqu'au pied du barrage. En outre, et notamment pour les barrages de faible hauteur qui sont pratiquement vides en fin de saison sèche, une certaine quantité de matériaux plus grossiers se dépose vers le centre de la cuvette en début de remplissage. En effet, c'est là que se situe le plan d'eau (peu étendu) en cette période, et c'est donc là également que s'annule la vitesse de l'écoulement qui les charrient. Ces mécanismes ont deux conséquences :

- la perte de capacité par la création d'un volume mort en fond de cuvette, suite au dépôt des matériaux fins;
- la modification de la courbe hauteur-volume de la retenue et donc des données d'exploitation de l'ouvrage.

La figure 1.5 illustre ces quelques remarques pour le cas du barrage de Boulbi au Burkina Faso (d'après Mietton cité dans [37], référence à laquelle nous empruntons également les commentaires suivants).



La dégradation spécifique mesurée dans le cas de Boulbi n'est pas très élevée ($75 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$), mais la figure fait état d'un ensablement moyen de 1 m en 23 ans sur la partie centrale de la cuvette, avec des valeurs maximales dépassant localement 2,5 m. Bien que le volume des dépôts soit assez faible ($150\,000 \text{ m}^3$), l'effet est considérable car dans la région de Boulbi l'évaporation annuelle dépasse les 2 m. La perte d'une tranche d'eau de 1 m en 23 ans peut compromettre la capacité du barrage à satisfaire les besoins en eau.

c) Moyens de lutte

Lutter contre l'envasement n'est pas un problème simple. Du point de vue préventif, il conviendra de prendre des mesures de conservation des sols. Mais elles ne seront faciles à mettre en œuvre que si les populations qui cultivent les versants sont impliquées dans les activités générées par le barrage. C'est souvent la condition sine qua non pour les convaincre de modifier des pratiques culturelles parfois ancestrales.

On pourra également installer en amont de la retenue des dispositifs tels que seuils de décantation en gabions, digues filtrantes, bandes végétalisées, etc. Mais pour une diminution significative des apports solides, l'investissement nécessaire devient vite prohibitif.

Enfin, lors de la conception du projet, on prévoira un talon, ou volume mort, sacrifié au dépôt des sédiments fins, ce qui ne constitue pas vraiment un moyen de lutte contre les alluvionnements, mais permet au moins, pour autant qu'on puisse l'évaluer, d'anticiper la diminution future de la tranche d'eau disponible.

Par ailleurs, des levés topographiques (ou bathymétriques, si l'eau est encore présente) de la cuvette devront être effectués tout au long de la vie de l'ouvrage, afin d'ajuster à chaque fois la courbe hauteur-volume et de gérer au mieux la retenue en tenant compte des variations de capacité dues aux dépôts solides.

Lorsqu'une cuvette est envasée, on peut penser à la curer, mais ce n'est envisageable que pour des volumes de déblais assez réduits. Dans le cas où le barrage est équipé d'un ouvrage de vidange, des chasses de fond permettent seulement de nettoyer la zone située à proximité de l'orifice d'admission.

Les dispositifs de batardeaux qui équipent certains ouvrages (barrages en maçonnerie du pays Dogon par exemple) permettent de lutter avec une certaine efficacité contre l'envasement. En effet, on maintient ouverts les batardeaux pour laisser passer les premières crues les plus chargées et on les ferme ensuite pour assurer le remplissage.

Lorsqu'un envasement notable est constaté dans une retenue, on peut également opter pour une surélévation du déversoir, mais elle ne doit pas se faire au détriment de la sécurité du barrage. Il est alors judicieux de se tourner vers des hausses « effaçables » telles que les boudins gonflables (cf. 2.2.4.). On peut aussi surélever le barrage en même temps que le déversoir. Cette technique est utilisée au Niger où elle consiste à décaisser la

partie supérieure du remblai en le taillant en redans et à le remonter avec des pentes plus fortes (1/1 à l'aval et 1,5/1 à l'amont). Les parties de talus concernées sont alors protégées par des perrés maçonnés (d'après les observations citées dans la référence [8]).

1.1.3. Recherche du site

1.1.3.1. Aspects socio-économiques

L'implantation du futur barrage doit être choisie le plus proche possible des lieux où l'on utilisera l'eau. Mais le positionnement final du site résultera d'un compromis entre de nombreuses contraintes : la cuvette doit être de capacité suffisante, l'étude des apports doit prouver le remplissage de la retenue avec une bonne marge de sécurité, etc.

Cependant, le choix du site est également conditionné par le coût qu'entraînent ses caractéristiques. Ainsi, le rapport du volume d'eau stocké au volume de l'ouvrage devra être le plus élevé possible.

Par ailleurs, les impacts de l'aménagement sur l'environnement humain et naturel devront être pris en compte dans la décision. Les problèmes de déplacements de populations sont toujours difficiles (parfois impossibles) à résoudre, surtout lorsqu'ils se conjuguent, comme souvent en Afrique, avec des contraintes d'origine coutumière (présence de forêts sacrées dans la cuvette, bas-fonds ayant des fonctions rituelles, etc.).

Tableau 1.4 : Canevas pour une enquête socio-économique préalable à la construction d'un barrage.

OBJECTIFS DU BARRAGE	POINTS À EXAMINER
<i>Barrage à vocation agricole et/ou pastorale</i>	<ul style="list-style-type: none">- Organisation foncière, administrative ou coutumière (taille des exploitations, mode d'accès à la terre, etc.)- Conditions sociales favorables à la bonne exploitation de l'aménagement ; étude des possibilités de création de structures associatives efficaces- Le cas échéant, étude du milieu pastoral (dénombrement, habitudes de pâturages, règles coutumières d'accès aux points d'eau, etc.)- Conflits entre ou à l'intérieur de groupes sociaux (examiner en particulier les relations agriculteurs - éleveurs)- Quelles sont les stratégies de production agricoles actuelles et envisageables pour l'avenir?- Étude des possibilités d'écoulement des produits du futur aménagement- Conséquences du choix de l'emplacement de la cuvette : déplacement de populations, disparition de sites particuliers, etc.- Recensement de la population bénéficiaire

*Barrage à vocation
A.E.P.*

- Estimation des besoins en tenant compte du mode de vie des futurs consommateurs et/ou des normes en vigueur
- Évaluer les risques d'utilisation détournée du barrage à d'autres fins (maraîchage « sauvage », activités polluantes, etc.)
- Tout ce qui a été mentionné ci-dessus sur les conséquences de l'implantation d'un barrage

*Barrage à vocation
industrielle*

- Nuisances liées au projet
- Possibilités d'intéresser les populations riveraines à une utilisation agricole d'une partie de l'eau
- Bien fondé économique du projet (étude de marché, de rentabilité, et toute autre susceptible de justifier économiquement le projet)

Enfin, les cuvettes noient souvent des étendues considérables de terres arables. Et lorsque l'on travaille sur un projet d'aménagement agricole, il convient de mettre en balance la perte de ces superficies avec les gains de productivité escomptés sur le futur périmètre.

On conseillera donc vivement de mener une enquête sociologique approfondie avant d'envisager la construction d'un ouvrage aussi important et contraignant qu'un barrage. Sans prétendre être exhaustif, on pourra se guider sur le canevas exposé dans le tableau 1.4 pour définir les termes de références de ce travail que l'on aura tout intérêt à confier à un sociologue expérimenté.

En somme, un site viable devrait conduire à dégager des bénéfices (et pas seulement financiers) supérieurs aux investissements et aux conséquences néfastes sur l'environnement au sens large, conséquences que l'on s'efforcera de compenser ou d'atténuer dans le cadre même du projet. Mais bien entendu d'autres considérations, d'ordre politique, de prestige, etc., peuvent influencer le choix d'un site. Le concepteur devra cependant rester ferme sur les critères de faisabilité technique du projet.

1.1.3.2. Méthodologie pour une recherche de sites

Avant de rechercher les sites proprement dits, il convient de délimiter la zone géographique à l'intérieur de laquelle seront conduites les investigations. L'étendue de cette zone peut varier fortement selon la nature et l'importance des besoins à satisfaire, mais aussi le nombre de stockages dont on désire disposer.

Ce travail effectué, on pourra établir un inventaire systématique de sites potentiels. Il faut noter que, dans certains pays, de telles recherches ont été menées, parfois depuis plusieurs décennies. On s'appuiera alors avec profit sur leurs recommandations.

L'inventaire sera conduit à partir de documents topographiques les plus précis possibles. Mais ils n'existent pas toujours ou ne sont pas forcément à jour. Le recours à la photographie aérienne (en particulier à travers l'analyse stéréoscopique) est la plupart du temps

indispensable et, pour certaines opérations, il pourra être rentable de commander des vols spéciaux. Enfin, on utilisera aussi les documents de télédétection (imagerie Spot par exemple). Bien que leur coût reste encore élevé, pour des zones relativement étendues ce sera un investissement productif. L'usage d'un G.P.S. pour positionner précisément le site est parfois indispensable.

Cependant, il faut souligner le caractère incontournable de la prospection sur le terrain. Les premiers éléments relevés sur documents devront être confirmés et complétés par des observations directes sur des thèmes aussi variés que la géologie, la topographie, l'occupation humaine, la végétation, etc. Au besoin, le projeteur se fera accompagner d'une équipe composée de spécialistes de ces différents domaines.

Pour des projets à vocation agricole concernant de petits bassins versants, on n'hésitera pas à produire un diagnostic complet des bas-fonds et cours d'eau intégrant les aspects humains et fonciers et incluant des transects, des cartes réalisées à partir des observations et de la photo-interprétation, etc.

A titre indicatif, on pourra suivre la méthodologie suivante.

1) Tri préliminaire des sites sur critères simples

- Taille du bassin versant, apports prévisibles par rapport à l'objectif de volume fixé et importance des crues.
- Contraintes foncières et humaines (submersion d'habitations, d'ouvrages d'art, de voies de communication, de sites particuliers à caractère religieux ou autre).
- Allure topographique du site : la vallée doit être assez encaissée et les courbes de niveau doivent délimiter une cuvette fermée.
- Proximité du lieu d'utilisation de l'eau.

2) Évaluation systématique des sites retenus

- Confirmation des renseignements par prospection de terrain.
- Recueil de renseignements pratiques tels que l'existence de voies d'accès, la disponibilité visible en matériaux, etc.
- Inventaire sommaire des problèmes d'ordre géologique (failles, réseaux de diaclases, etc.) et géotechnique.
- Estimation de l'étanchéité de la cuvette (cf. critères au paragraphe 1.1.2.1).
- Établissement de courbes hauteur-surface et hauteur-volume pour les différentes cuvettes envisagées.
- Calcul du volume du barrage pour différentes hauteurs et pour différents types de barrages. Pour effectuer sommairement ce calcul, dans le cas des barrages en remblai, on adoptera une largeur en crête et des pentes prédéfinies selon les recommandations du paragraphe 3.1.
- Étude de plusieurs positions possibles sur un même site, avec leurs avantages et leurs inconvénients : un site topographiquement favorable n'est pas forcément à retenir du point de vue géotechnique par exemple.

- Estimation sommaire des coûts et comparaison de différentes options (pour un même site ou pour plusieurs sites entre eux).

3) *Choix des sites prioritairement retenus (un travail sur tableaux facilite cette tâche)*

- Classement des sites par ordre d'intérêt, par rapport aux critères définis dans les termes de référence du projet.
- Choix de celui ou de ceux qui offrent le meilleur compromis entre les impératifs techniques, financiers, environnementaux, humains, etc.

Lorsqu'un site répondant aux critères essentiels a été choisi, il est nécessaire, avant de proposer et d'étudier une solution technique, de procéder à un certain nombre d'études particulières sur les plans hydrologique, géotechnique et topographique.

Ces études, appelées *études préliminaires*, ont pour objet de préciser les caractéristiques examinées grossièrement lors du choix du site, de lever les incertitudes qui peuvent subsister et de fournir les données de base qui serviront à l'établissement du projet, en somme de se prononcer sur la *faisabilité du projet*.

1.2. Études hydrologiques : apports et crues (*pour mémoire*)

Nous ne développerons pas les études hydrologiques dans ce livre. Pour la détermination des apports et des débits de crues, on se reportera au manuel d'hydrologie publié par la F.A.O. très complet sur le sujet pour toute l'Afrique subsaharienne [31]. Cet ouvrage présente en effet les résultats d'une trentaine d'années de recherches visant à fournir aux hydrologues les facteurs indispensables au calcul des ouvrages de maîtrise de l'eau.

Il aborde les thèmes suivants :

- définition des termes hydrologiques et détermination des principaux paramètres intervenant dans le calcul des crues et apports ;
- méthodes de prédétermination des crues décennales (méthode ORSTOM révisée, méthode C.I.E.H., formules d'écoulement) avec une check-list permettant d'en affiner les résultats par un ajustement des paramètres prenant en compte certaines particularités spécifiques du bassin ;
- méthodes d'évaluation de l'écoulement annuel (de Rodier, de Girard, de Dubreuil - Vuillaume, du bilan d'eau) ;
- description de l'appui que peuvent fournir la télédétection et les systèmes d'information géographiques pour l'estimation des caractéristiques hydrologiques des petits bassins versants ;
- liste des bassins versants répertoriés.

Dans ce paragraphe, nous ne décrivons donc que brièvement les démarches mises en œuvre pour mener les deux principales séries d'investigations hydrologiques préliminaires.

En premier lieu, pour que l'on puisse satisfaire les besoins en eau, il est nécessaire de s'assurer que la retenue se remplit convenablement sur un cycle annuel. Le problème consiste donc à déterminer l'écoulement annuel sur le bassin versant (et pas seulement en année moyenne, mais aussi en année quinquennale sèche, voire décennale sèche).

Précisons que l'étude des apports est encore une des parties les plus mal connues de l'hydrologie africaine en particulier du fait du manque de données sur les coefficients d'écoulement. Les quelques méthodes citées précédemment ne donnent que des estimations et l'on devra considérer leurs résultats avec toute la prudence qui s'impose. On conseille d'essayer plusieurs d'entre elles et de comparer les coefficients obtenus avec ceux déterminés après des années de mesures sur des bassins voisins présentant des caractéristiques similaires. Les apports estimés doivent ensuite être confrontés aux prévisions d'utilisation de la retenue afin de vérifier si le barrage est susceptible de se remplir ou non. (cf. I.5.4.1.).

Par ailleurs, il arrive généralement que lors de crues importantes, la capacité de la retenue soit insuffisante pour stocker la totalité du volume ruisselé. Étant donné que les submersions entraînent la destruction des barrages (ou au moins des dégâts importants), il est nécessaire d'évacuer les surplus autrement que par surverse au-dessus de la crête. On prévoit à cet effet un évacuateur de crues.

Pour dimensionner cet ouvrage, il faut déterminer la crue maximale qu'il doit évacuer en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue. Ce débit laminé est calculé sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues. En fait, on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre toute crue pouvant survenir. On choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité liés au contexte local.

Pour de très petits ouvrages, on retient souvent la crue décennale, dont la probabilité de retour est de 10% d'une année sur l'autre, c'est-à-dire que l'on risque d'observer en moyenne tous les dix ans, mais peut-être cette année ou peut-être dans beaucoup plus de dix ans. Pour les projets agricoles d'importance moyenne, on choisit souvent une protection contre les crues centennales. Mais bien sûr pour les ouvrages plus stratégiques ou intéressants la sécurité publique, on sera amené à évaluer des débits plus rares.

Le problème revient donc à déterminer la valeur du débit de la crue dont on a choisi la fréquence.

- Si on a des données sur le débit des cours d'eau, on s'oriente vers des méthodes basées sur l'analyse de la fréquence des crues (rare en Afrique).
- Sinon, on utilise les méthodes ORSTOM et C.I.E.H., décrites dans le manuel F.A.O. et basées sur l'analyse des pluies.

Toutefois, ces dernières ne conduisant qu'à l'évaluation d'un débit décennal, et encore, avec de très fortes incertitudes, il est le plus souvent nécessaire de le majorer à l'aide d'un certain coefficient multiplicateur C. Mais si différents coefficients ont été proposés dans les années 60, ils ne permettent guère d'apprécier la fréquence de la crue ainsi obtenue.

La méthode du Gradex (Guillot et Duband, 1968 - [58]), en revanche, permet de déterminer le coefficient majorateur à appliquer correspondant à n'importe quelle durée de retour supérieure à dix ans. Elle fournit donc en particulier une estimation de la crue centennale, et ce dans des conditions de sécurité maximales. En effet, l'hypothèse de base de la méthode consiste à considérer qu'au delà de la fréquence décennale, tout supplément de pluie ruisselle intégralement. Comme dans le cas d'autres méthodes (ORSTOM par exemple), celle du Gradex suppose une identité entre la durée de retour des pluies et celle des débits, ce qui permet d'extrapoler le débit de la fréquence rare souhaitée à partir de la connaissance statistique des pluies.

Moyennant un certain nombre d'hypothèses complémentaires, notamment sur la conservation de la forme de l'hydrogramme associé à la méthode ORSTOM, Grésillon et al. (1977 - [33]) ont proposé la formule suivante :

$$Q_{100} = C \cdot Q_{10} = Q_{10} \left[1 + \frac{(P_{100} - P_{10}) \left(\frac{T_b}{24} \right)^{0,12}}{P_{10} K_r} \right]$$

avec :

- Q₁₀₀ : le débit de crue centennial cherché ;
- Q₁₀ : le débit de crue décennal précédemment estimé ;
- P₁₀₀ : la pluie centennale de 24 heures ;
- P₁₀ : la pluie décennale de 24 heures ;
- K_r : le coefficient de ruissellement de la crue décennale ;
- T_b : le temps de base du bassin exprimé en heures.

Les valeurs de K_r et T_b découlent de la méthode ORSTOM. L'exposant 0,12 vient du fait que les hauteurs d'eau précipitées sont, par hypothèse, liées à leur durée par une loi de Montana où la valeur de l'exposant s'avère à la fois particulièrement stable en Afrique occidentale et centrale et pratiquement indépendante de la durée de retour (cf. PUECH et CHABI-GONNI, 1984 - [60]). En assimilant la pluie de 24 heures à la pluie journalière (ce que la formule proposée effectue implicitement), les valeurs P₁₀ et P₁₀₀ pourront avantageusement être extraites des isohyètes fournies par une étude effectuée en 1985 par le C.I.E.H. [59].

Notons enfin qu'une crue de fréquence plus rare encore peut être déduite à partir de la même formule, à condition d'y substituer la hauteur de pluie correspondant à la fréquence souhaitée que l'on obtient en recherchant les deux paramètres de la loi de Gumbel qui satisfont aux valeurs P_{10} et P_{100} .

Pour les grands bassins ou pour les pays où les méthodes ORSTOM et C.I.E.H. n'ont pas été validées, les études hydrologiques, complexes, devront être confiées à des organismes spécialisés, possédant une bonne connaissance des zones concernées. D'une manière générale en effet, les calculs hydrologiques des crues sont basés sur la comparaison avec des bassins versants connus et pourvus depuis suffisamment longtemps d'instruments de mesure, ainsi que sur des méthodes statistiques adaptées.

1.3. Études géologiques et géotechniques

Pour valider le choix d'un site, on doit vérifier un certain nombre de critères d'ordre géotechnique et géologique, préalablement à l'établissement du projet proprement dit.

Le contenu des études à mener varie selon la nature des problèmes rencontrés, mais il devra permettre de se prononcer sur l'étanchéité tant au niveau de la cuvette que des fondations, sur la qualité mécanique de celles-ci et sur la disponibilité en matériaux de construction : terre pour les remblais, eau pour le compactage, enrochements pour les perrés, les gabions et les maçonneries, sable et graviers pour les bétons.

Bien entendu, des appréciations négatives sur tout ou partie de ces caractéristiques propres au site pourront conduire à son abandon pur et simple. En effet, les coûts du traitement de l'élément douteux, si encore il est possible, doivent rester dans des limites financières compatibles avec l'enveloppe du projet.

1.3.1. Étude géologique préalable

1.3.1.1. Principe

Conduite par un géologue ou un géotechnicien expérimenté, essentiellement à travers l'examen de documents et l'observation du site et de ses abords lors d'une visite, cette étude devra permettre de préciser le cadre géologique du projet. La visite peut avoir lieu au cours du tri préliminaire des sites. A l'issue de ce travail, on devra pouvoir se prononcer sur leur aptitude géologique ou au contraire leur élimination. On pourra également être amené à rechercher de meilleurs axes d'implantation dans un même lieu. Dans les cas favorables, le géologue devra définir la nature et la localisation des reconnaissances à mener par la suite.

Notons enfin qu'une réelle étude géologique, comme décrite dans les paragraphes suivants, ne s'impose vraiment que pour des barrages de hauteur supérieure à 10 m. Pour

des ouvrages plus modestes, quelques considérations sur la nature du substratum (présence de fissures, etc.) seront amplement suffisantes le plus souvent. Une visite du géologue est cependant à conseiller dans tous les cas.

1.3.1.2. Matériel et méthode

L'obtention de documents précis n'est pas toujours aisée dans le contexte africain. On se procurera cependant relativement facilement des cartographies générales :

- la carte géologique internationale de l'Afrique au 1/5 000 000 publiée en 1987 par la Commission de la carte géologique du Monde (C.C.G.M.) et l'UNESCO ; elle couvre l'ensemble du continent ;
- la carte tectonique internationale de l'Afrique, également au 1/5 000 000, en 9 feuilles et concernant tout le continent (publiée par la C.C.G.M. et l'UNESCO en 1968).

Des cartes régionales existent aussi, comme par exemple :

- la carte géologique d'Afrique occidentale au 1/2 000 000 (BRGM - 1960) ;
- des cartes par état (Niger au 1/2 000 000, Burkina Faso au 1/1 000 000, etc.).

Cependant les documents précis à des échelles plus grandes telle que la 1/50 000 restent rares. Signalons tout de même l'existence dans certains pays (Burkina Faso par exemple) de cartes de reconnaissance photogéologiques qui fournissent des renseignements précieux comme les failles (supposées ou certaines), les linéations et diaclases, etc. Elles sont souvent à des échelles de l'ordre du 1/200 000.

Ces remarques soulignent donc l'importance de la recherche documentaire préalablement à tout déplacement sur le site. On la complétera avantageusement par des photographies aériennes de la zone et des images satellitaires.

Par ailleurs, le géologue n'hésitera pas à dresser lui-même des cartes à grande échelle dès qu'il le jugera nécessaire, soit parce que les documents disponibles sont trop peu précis, ou qu'il souhaite souligner des difficultés dans des zones particulières. En fait, la teneur même de l'étude géologique sera à ajuster en fonction de l'importance de l'ouvrage projeté.

Pour la mener à bien en tenant compte des points que l'on vient de préciser, on proposera donc la méthodologie suivante.

1) Investigations au bureau

- Recherche des documents disponibles : cartes, descriptifs, études déjà réalisées dans la région, photographies aériennes, images satellitaires, etc.
- Étude de ces documents : définition du contexte géologique local, données lithostratigraphiques, structurales, tectoniques.
- A partir de ces premières observations, on orientera la recherche de terrain vers la détection de risques géologiques pour la bonne tenue du barrage. On pourra même dès ce stade éliminer certains sites jugés trop peu sûrs.

2) Visite de terrain

- Parcourir les abords de l'axe présumé du barrage et ceux de la cuvette.
- Établir des documents tels que :
 - coupe géologique dans l'axe du barrage (prendre des échantillons) ;
 - cartes aussi détaillées que nécessaire de tout ou partie de la zone ;
 - profils stratigraphiques ponctuels.

La carte topographique constitue un fond correct si elle est à une échelle adaptée. On peut s'appuyer également sur la photo aérienne (fournie généralement au 1 / 20 000 ou au 1 / 50 000) qui peut être agrandie jusqu'à des échelles de 1/ 5 000 et plus. Ce type d'agrandissement permet de se caler sur des repères faciles à identifier (arbres, monticules remarquables, etc.).

3) Établissement d'un diagnostic préliminaire [40]

- Classer les sites selon qu'on les juge :
 - favorables : aucun risque majeur n'a pu être décelé à ce stade ;
 - défavorables : on a mis en évidence des difficultés géologiques telles que la réalisation est impossible ou demanderait des traitements trop coûteux ;
 - douteux : lorsque par exemple, on manque de documents ou que les observations sur le site sont insuffisantes pour se prononcer. Il faudra alors accompagner le classement du site dans cette catégorie d'une série de recommandations pour des recherches plus poussées (essais géophysiques, excavations, etc.).
- Consigner toutes les remarques dans une fiche comme celle représentée au tableau 1.5 (d'après B. COUTURIER cité dans [40]). On l'accompagnera d'une mise au propre des pièces dessinées réalisées sur le terrain.
- Enfin, on observera la plus grande prudence avant de déclarer un site favorable. Une affirmation trop hâtive en ce sens peut en effet conduire les études ultérieures, souvent coûteuses, à une impasse.

1.3.2. Études géotechniques de faisabilité

Ces études ont pour but de vérifier un certain nombre de points, après que le géologue ait émis un avis favorable sur la poursuite des investigations.

- En premier lieu, on s'intéressera au contrôle de la qualité de la fondation tant sur le plan de la résistance mécanique que de l'étanchéité. On se méfiera d'horizons tels que passées sableuses, argiles à canaux, zones détritiques ou fissurées, etc.
- En second lieu, on devra s'assurer de l'étanchéité de la cuvette (cf. 1.1.2.1.) et de la stabilité de ses versants si elle est encaissée.
- Enfin, il importe de vérifier la présence à proximité des matériaux de construction, tant en quantité qu'en qualité : enrochements, terre pour le remblai (1,5 à 2 fois le volume estimé du barrage), etc.

Tableau 1.5 : Fiche type de diagnostic géologique préliminaire [39].

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

Les opérations de reconnaissances géotechniques se dérouleront généralement en trois phases que l'on peut résumer sur la figure 1.6 et que l'on développera dans les paragraphes suivants.

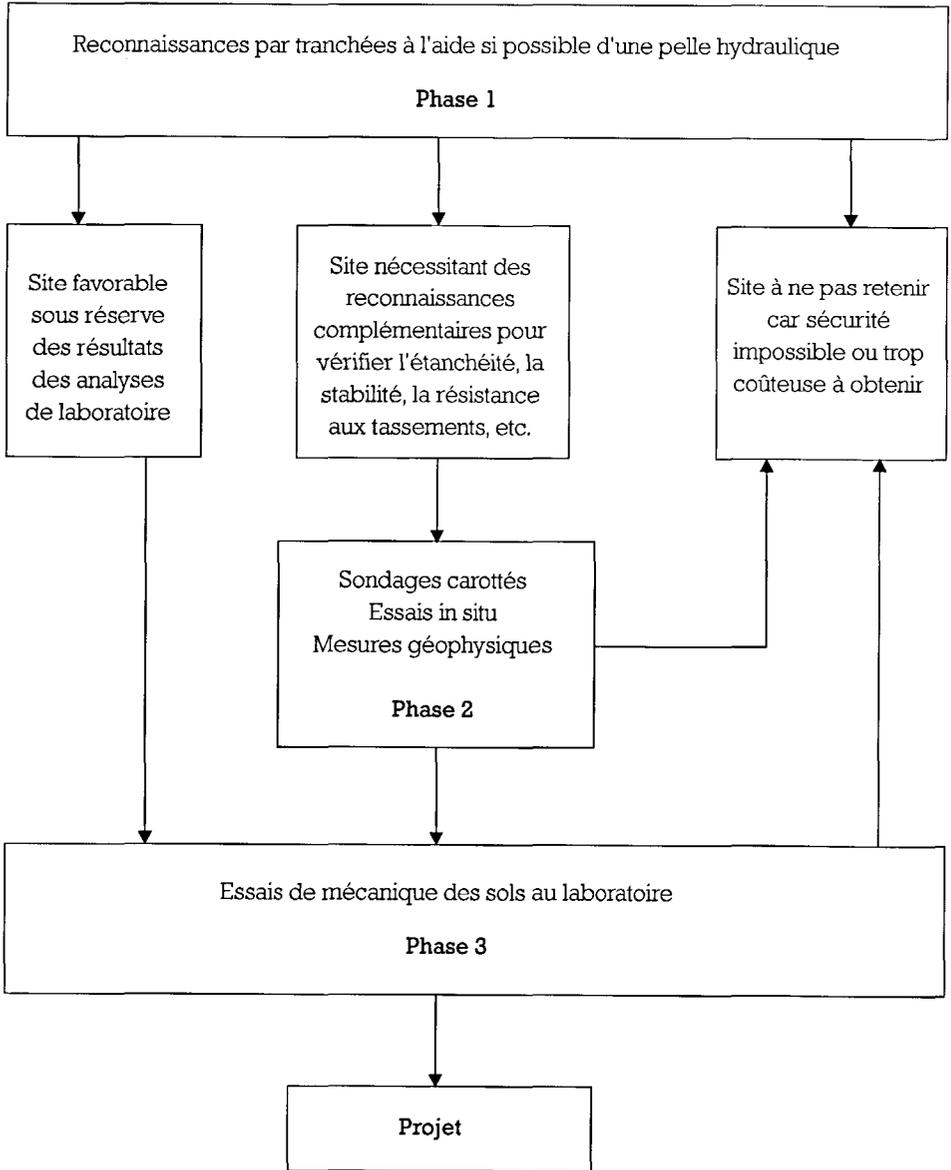


Figure 1.6. : Déroulement des études géotechniques préliminaires (d'après [38]).

1.3.2.1. Reconnaissances par tranchées (phase 1)

Le premier objectif de ces investigations est la *reconnaissance visuelle des terrains de fondation*. On effectuera à cet effet des sondages dans l'axe du barrage (ou du voile d'étanchéité s'il est déjà positionné), espacés de 25 à 50 m suivant l'hétérogénéité prévisible ou observée des couches et jusqu'à une profondeur d'environ 4-5 m, parfois un peu plus en cas de singularité. Il sera éventuellement nécessaire de prévoir des tranchées plus rapprochées à proximité d'un lit mineur (tous les 10 à 30 m) car les risques d'hétérogénéité y sont plus importants, le but étant d'obtenir une coupe sans lacune de la totalité du substratum. Par ailleurs, on admet généralement que les sols ayant une perméabilité inférieure à 10^{-6} m/s constituent une fondation acceptable du point de vue de l'étanchéité.

Mais on devra également évaluer la disponibilité en matériaux de remblai, pour le cas où l'on s'oriente vers le choix d'un barrage en terre. Pour cela, on pratiquera 10 à 30 sondages dans les zones d'emprunt présumées, selon un maillage régulier.

Dans chaque tranchée, on prélèvera des échantillons remaniés (cuvette et fondation) et intacts (fondation). On notera avec soin les éventuelles venues d'eau en fondation. Si elles sont lentes, on laissera les tranchées ouvertes plusieurs jours de manière à les évaluer au mieux. On vérifiera d'ailleurs aussi la tenue des parois de fouille. Tous ces éléments sont déterminants pour le choix du mode d'exécution du dispositif d'étanchéité.

Ces tranchées seront si possible réalisées à la pelle mécanique à chenilles (profondeur minimale à atteindre : 4 m ; godet de 0,60 à 1 m). Mais dans les sites les plus isolés, on pourra faire appel à des puisatiers en veillant à un strict respect des règles de sécurité. On rappelle que, dans tous les cas (tranchées ou puits), la descente de personnel, à des fins d'observation ou autres, en tranchée *profonde* - la réglementation française retient le critère de profondeur supérieure à 1,30 m - doit s'effectuer sous la *protection* de moyens appropriés (étalement ou blindage provisoires, caisson ou cage de protection) du fait des risques d'effondrement des parois de fouilles. Ceci étant précisé, on notera que sur le plan pratique, il est judicieux de disposer les déblais en spirale autour des fosses de manière à pouvoir situer facilement chaque échantillon dans la coupe de terrain.

Lorsque l'on est en présence de fondations rocheuses, on s'intéressera principalement aux réseaux de fissures, surtout dans la partie supérieure altérée du substratum. Il faudra les repérer précisément de manière à prévoir un traitement adéquat (purge, injections, etc.).

Lors de l'ouverture des tranchées de reconnaissance, on pourra déjà, avec une certaine habitude, déterminer par des manipulations simples les principales caractéristiques des matériaux destinés au remblai d'un barrage en terre. A titre indicatif, on peut citer entre autres les tests suivants (d'après [36]).

** Granulométrie*

La granulométrie est jugée à vue en séparant les éléments visibles à l'oeil nu, ceux qui sont plus petits ou plus gros que 5 mm, enfin en estimant la continuité granulométrique.

** Pour les éléments fins, on remplace les limites d'Atterberg par les tests suivants :*

Secousses :

On prend dans le creux de la main un échantillon de sol saturé et on lui applique des secousses; la surface devient brillante. On écrase alors la boule entre les doigts :

- si la surface devient immédiatement terne : faible plasticité ; c'est un sable très fin, un silt, un sol peu plastique ;
- si la surface devient terne lentement : plasticité moyenne, limon moyennement plastique, argile silteuse ;
- si la surface ne change pas d'aspect : grande plasticité, sol argileux. Pour ces sols il a été difficile de faire apparaître la luisance de la surface.

Résistance à sec :

On pétrit une petite quantité de sol saturé (10 g), on le laisse sécher au soleil et on l'écrase entre les doigts :

- s'il est presque impossible d'écraser l'échantillon : argile très plastique ;
- si la résistance est faible : il peut s'agir d'un sable très fin, dans ce cas la surface est rugueuse, ou d'un limon, la surface est alors douce.

Plasticité :

On exécute des rouleaux de 3 mm de diamètre puis on les remodèle pour faire une boule :

- si le rouleau est résistant et la boule facile à refaire, le sol est très plastique ;
- si le rouleau est fragile et le remodelage impossible : faible plasticité.

Enfin, il faudra également vérifier la disponibilité en quantité suffisante des enrochements pour les perrés, des sables et graviers pour les bétons, les filtres et les drains. De même, il sera indispensable de trouver une réserve d'eau suffisante pour compacter les remblais, opération qui en effet nécessite généralement en Afrique un arrosage du matériau tiré des ballastières. L'importance de cette démarche n'est pas à sous-estimer et elle se heurte bien souvent à la réticence des populations sur le territoire desquelles on prélève cette eau. Les négociations à conduire alors peuvent parfois être longues. On aura donc intérêt à construire un bâtardeau provisoire pendant la saison pluvieuse précédant le chantier.

A la suite de cette première étape, on peut déjà distinguer trois conclusions possibles (cf. figure 1.6). Le site peut être favorable sous réserve des résultats des analyses des échantillons prélevés. Au contraire, les reconnaissances peuvent conduire à éliminer un site dont les difficultés mises à jour sont rédhibitoires. Enfin, il existera un certain nombre de cas où l'on ne pourra pas se prononcer sans le passage par une phase intermédiaire (phase 2 sur la figure 1.6) qui consistera essentiellement à mener des essais plus poussés in situ.

1.3.2.2. Reconnaissances géotechniques complémentaires (phase 2)

Cette étape complète éventuellement la première pour les cas où l'on ne parvient pas à se prononcer d'emblée sur la viabilité du site. Plusieurs types de reconnaissances peuvent être menées à ce stade, comme, par exemple, des forages carottés, des mesures géophysiques, des essais géotechniques in situ, etc.. Bien entendu, le choix des procédés doit rester en rapport avec l'importance de l'ouvrage projeté.

a) Les forages carottés

La technique des forages carottés sera brièvement évoquée ici car elle n'est généralement mise en œuvre au niveau des études préliminaires que dans le cas des grands barrages.

On utilise un carottier pour les réaliser. Cet outillage permet de reconnaître les fondations à des profondeurs plus importantes qu'avec la pelle hydraulique. Le principe est d'extraire des carottes qui respectent la succession lithologique des terrains rencontrés. Leur observation permet au géologue de préciser le profil des fondations, leurs propriétés structurales, etc.. On peut également tirer de la foration des renseignements de nature hydrogéologique. Le nombre, la répartition le long de l'axe du barrage, ainsi que la profondeur de ces sondages sont fixés par le géologue, au vu des résultats obtenus dans la première phase, afin de les compléter. Deux types d'essais d'eau accompagnent en général les forages carottés [40] :

- les essais Lugeon en terrains rocheux : ce sont des essais en pression réalisés à l'aide d'une canule d'injection, la portion de forage testée étant fermée par un obturateur. On mesure le débit et la pression ;
- les essais Lefranc, pour les terrains meubles : l'eau est injectée gravitairement dans la zone à tester.

Pour conclure, on notera que ces différentes opérations sont délicates et doivent être confiées à un personnel spécialisé.

b) Les essais géophysiques [40]

Deux procédés sont couramment mis en œuvre : les essais sismiques (sismique réfraction et petite sismique) et géoélectriques. On les associe le plus souvent aux forages carottés, les interprétations étant données au vu des résultats de l'ensemble de ces tests.

Leur principe est relativement simple. Les différentes natures de terrains rencontrées conduisent les ondes sismiques ou le courant chacune d'une manière propre. On peut donc en particulier localiser les zones de rocher sain où l'on s'efforcera d'ancrer les voiles d'étanchéité. Cependant, là encore, les essais et leur interprétation doivent être conduits par un géophysicien expérimenté.

c) Les essais géotechniques in situ

Les procédés de mesure in situ sont assez nombreux. On abordera ici deux d'entre eux, que l'on estime être les plus utilisés pour l'étude des fondations de petits barrages.

- Les essais de pénétration (terrains meubles) :

Ils permettent principalement de distinguer les différentes couches traversées, mais sans les caractériser. Deux types d'appareils sont utilisés à cet effet : les pénétromètres statiques et dynamiques. Le pénétromètre dynamique léger à moteur paraît le mieux adapté au contexte africain, car facilement transportable, même dans des zones difficiles d'accès.

Il est constitué d'un train de tiges métalliques terminé par une pointe de section donnée. L'ensemble est enfoncé par battage au moyen d'un mouton de masse connue, tombant en chute libre d'une hauteur fixe. On mesure le nombre de coups nécessaires pour enfoncer le train de tiges sur une profondeur prédéfinie [41].

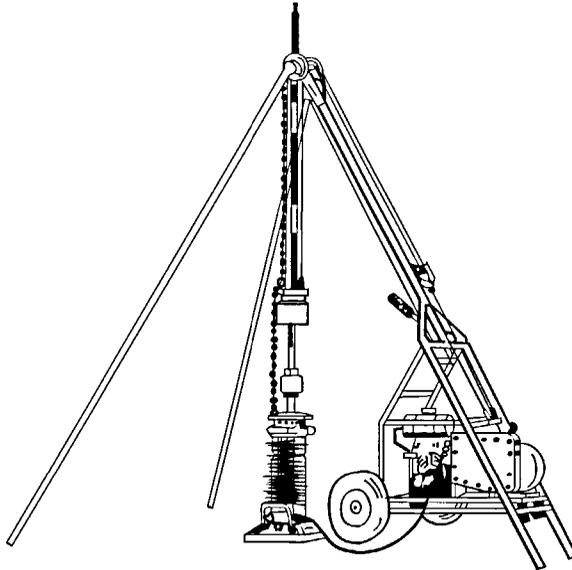


Figure 1.7 : Modèle de pénétromètre dynamique léger à moteur [41].

Il existe également un pénétromètre dynamique manuel à enregistrement numérique : le PANDA (poids : 20 kg tout compris). L'énergie de battage (variable) est fournie par des coups de marteau. Cet appareil léger peut donner une indication utile sur l'efficacité du compactage de remblais fins jusqu'à des profondeurs de 2 m environ (voir en complément la référence [61]).

- Mesure de la perméabilité en place :

Une valeur approchée de la perméabilité pourra être obtenue en laboratoire, mais seules les mesures in situ peuvent fournir une valeur proche de la réalité, notamment au niveau des cuvettes.

Les perméabilités en place peuvent être mesurées à l'aide des essais Lugeon ou Lefranc déjà évoqués ou de perméamètres, dont le principe s'apparentera d'ailleurs souvent à l'un ou l'autre de ces deux procédés. On pourra ainsi utiliser des perméamètres à charge variable, des pressio-perméamètres, etc..

1.3.2.3. Essais de mécanique des sols au laboratoire (phase 3)

Avant de se prononcer définitivement au sujet de la poursuite des études sur un site donné, on examinera avec soin les essais réalisés au laboratoire sur les matériaux de fondation et ceux extraits des zones d'emprunt. Le laboratoire chargé de les exécuter doit être équipé, expérimenté et recevoir l'agrément du maître d'œuvre.

a) Essais sur matériaux et fondations meubles

On s'efforcera pour ce type de matériaux d'obtenir les caractéristiques de la fondation par des essais réalisés sur des échantillons intacts. Pour les matériaux destinés aux remblais, on étudiera des prélèvements remaniés et compactés, afin de se prononcer sur leur aptitude pour la construction. Les essais sont de trois types.

- Identification des terres

* Teneur en eau naturelle

Elle se mesure en pourcentage du poids de sol sec. On l'obtient par dessiccation des échantillons à l'étuve, à 105°C.

* Granulométrie

Le premier essai d'identification des sols, après la mesure de la teneur en eau naturelle, est la détermination de leur granulométrie, c'est-à-dire de la répartition pondérale des grains constituant le sol en fonction de leur diamètre.

Il a pour but l'établissement de la courbe granulométrique, qui est une courbe cumulative donnant la proportion en poids de matériau passant à travers les mailles d'un tamis normalisé et, par extension, dont les grains ont un diamètre inférieur ou égal à une valeur donnée. Elle révèle la texture d'un sol.

La courbe granulométrique est obtenue de deux façons différentes suivant la taille des particules :

- au-dessus d'un diamètre de 80 µm, la distribution est obtenue par tamisage ;
- au-dessous de 80 µm, par sédimentométrie.

Plusieurs grandeurs caractéristiques de l'échantillon peuvent être lues sur la courbe. Si on appelle d_x le diamètre tel que x % du sol est constitué de grains de diamètre inférieur ou égal à d_x , on définit ainsi :

- le diamètre efficace d_{10} ;
- le diamètre médian d_{50} ;
- le coefficient d'uniformité (de Hazen) : $\frac{d_{60}}{d_{10}} = C_u$

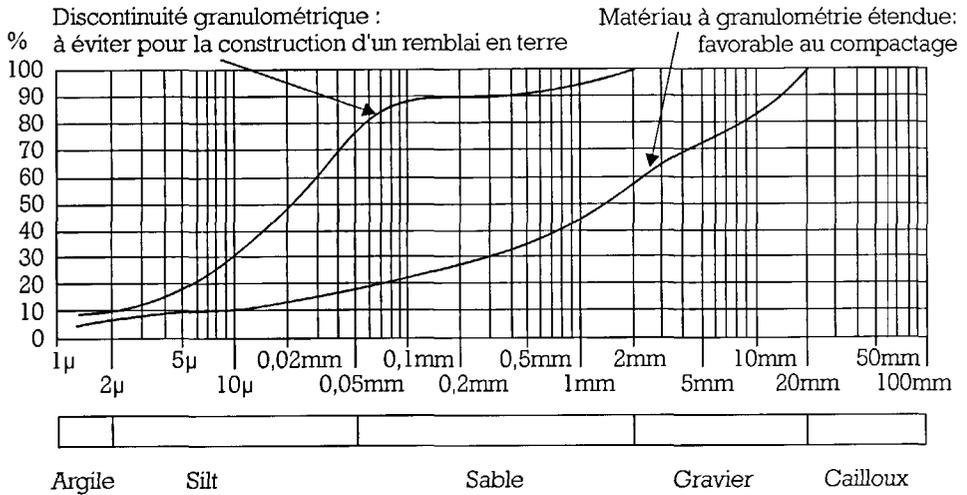


Figure 1.8 : Courbes granulométriques.

* Les limites d'Atterberg

Les argiles et la matière organique ont une grande affinité avec l'eau. En ce qui concerne l'argile, son importance relative dans un sol étudié rendra ce dernier plus ou moins sensible à l'eau, le type d'argile entrant également en ligne de compte.

En pratique, on étudiera la sensibilité d'un sol sur sa partie fine (inférieure à 400 μm), les particules plus grossières n'ayant pas d'influence. La consistance du tamisat est alors variable selon sa teneur en eau :

- fluide aux fortes teneurs en eau : le sol dénué de cohésion a tendance à s'écouler;
- plastique aux teneurs en eau intermédiaires : doté d'une cohésion, le sol se déforme largement sans rupture. Si après un long pétrissage, le sol ayant perdu sa cohésion, la retrouve progressivement, il s'agit d'un matériau thixotropique;
- solide aux faibles teneurs en eau: très cohérent, le sol est alors peu déformable.

Les limites d'Atterberg sont les teneurs en eau qui, conventionnellement, correspondent au passage de l'état solide à l'état plastique (W_p limite de plasticité), puis de l'état plastique à l'état liquide (W_l limite de liquidité).

La détermination de ces valeurs est très empirique, dépendant même en partie du savoir-faire de l'opérateur. Cependant, elles sont fondamentales pour l'identification des sols, permettant le calcul de grandeurs caractéristiques :

- l'indice de plasticité : $IP = W_p - W_l$

- l'indice de consistance du terrain en place : $IC = \frac{w_\ell - w_{nat}}{IP}$

où w_{nat} est la teneur en eau naturelle.

- le coefficient d'activité $IA = \frac{IP}{x_{2\mu m}}$ où $x_{2\mu m}$ est la fraction du sol de diamètre inférieur à 2 μm , c'est-à-dire la teneur en argile.

L'étude des limites d'Atterberg donnera aussi le positionnement de l'échantillon dans le diagramme de Casagrande. Chaque échantillon y est représenté par un point d'abscisse sa limite de liquidité w_L et d'ordonnée l'indice de plasticité IP. Ce diagramme est divisé en deux secteurs, celui des argiles et celui des limons, séparés par une droite d'équation $IP = 0,73 (w_L - 20)$.

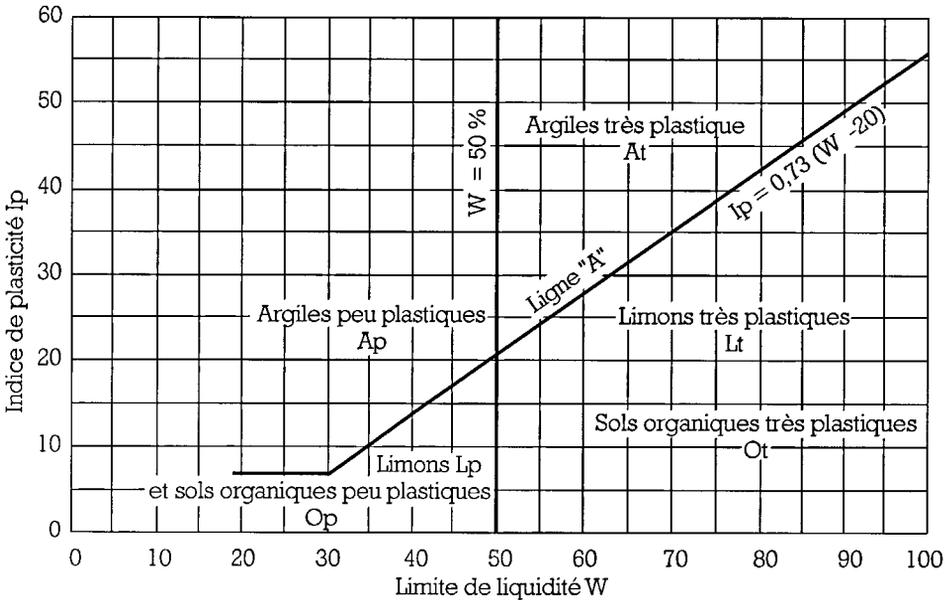


Figure 1.9 : Diagramme de Casagrande (extrait de [4]).

** Essai au bleu de méthylène*

Il permet de savoir si une argile est gonflante ou non. En effet, le pouvoir gonflant d'une argile est lié à la porosité interne des grains qui la constituent, donc à leur surface spécifique (interne + externe), laquelle est mesurée indirectement par la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour saturer une suspension de l'échantillon préparée dans des conditions normalisées.

** Détermination du taux de matière organique*

On la dose par brûlage à l'eau oxygénée des éléments organiques d'un échantillon qu'on a porté à ébullition dans de l'eau distillée. On veillera à ce que les matériaux ne dépassent pas une teneur en matière organique supérieure à 4 à 5 %. Au delà, on risque en effet d'avoir des tassements car le matériau peut alors être évolutif.

** Autres essais*

On déterminera également le poids spécifique des grains, le poids volumique apparent, etc.. Le cas échéant, il pourra aussi être nécessaire de doser des substances solubles comme le gypse ou le chlorure de sodium, dont on devine les conséquences néfastes dans un barrage.

- Essais de compactage

Le compactage d'un sol est le procédé physique utilisé pour lui donner l'indice des vides le plus bas possible, c'est-à-dire la densité la plus élevée possible (mais aussi la perméabilité la plus basse). Il est admis que la résistance mécanique d'un sol est améliorée si sa densité est accrue. Trois facteurs importants agissent sur la qualité du compactage :

- la granulométrie ;
- la teneur en eau ;
- l'énergie de compactage.

** Influence de la granulométrie*

La granulométrie est considérée comme favorable si l'échantillon présente une répartition uniforme de particules de différentes dimensions. En effet dans ce cas, les particules plus fines tendent à se loger entre les plus grosses et, après compactage, le sol présente moins de vides, c'est-à-dire, une densité sèche élevée.

Si des particules d'une classe de dimension donnée dominant, il subsiste des vides importants entre elles et le compactage est moins bon. La courbe granulométrique correspondant aux sols les plus favorables est contenue dans les fuseaux de TALBOT qui sont définis par la relation (d'après [36]):

Avec :
$$P = \left(\frac{D}{D_{max}} \right)^r$$

P : Pourcentage en poids des grains dont le diamètre est inférieur à D

D_{max} : Dimension des particules les plus grosses de l'échantillon

r : Coefficient égal à 0,25 pour la courbe supérieure et à 0,40 pour la courbe inférieure

Pour un échantillon donné, on trace sa courbe granulométrique et le fuseau de Talbot à l'aide de la formule ci-dessus et on vérifie que la courbe se situe dans le fuseau (cf. figure 1.10). Il faut cependant noter que l'inclusion de la courbe dans le fuseau de Talbot n'est pas une condition impérative pour retenir un échantillon. D'autres critères importants (plasticité notamment) entrent aussi en ligne de compte. On évitera toutefois les matériaux à granulométrie trop étroite, selon les remarques précédentes.

** Influence de la teneur en eau*

L'eau joue le rôle de lubrifiant entre les grains du sol, facilitant ainsi leur arrangement les uns par rapport aux autres, et donc la formation d'un matériau dense. Une faible teneur en eau nécessitera donc une forte énergie de compactage. Mais l'eau en excès est égale-

ment gênante, car le matériau est proche de la saturation. C'est alors l'eau qui reprend la majeure partie des contraintes induites par le compactage, provoquant un phénomène de matelassage.

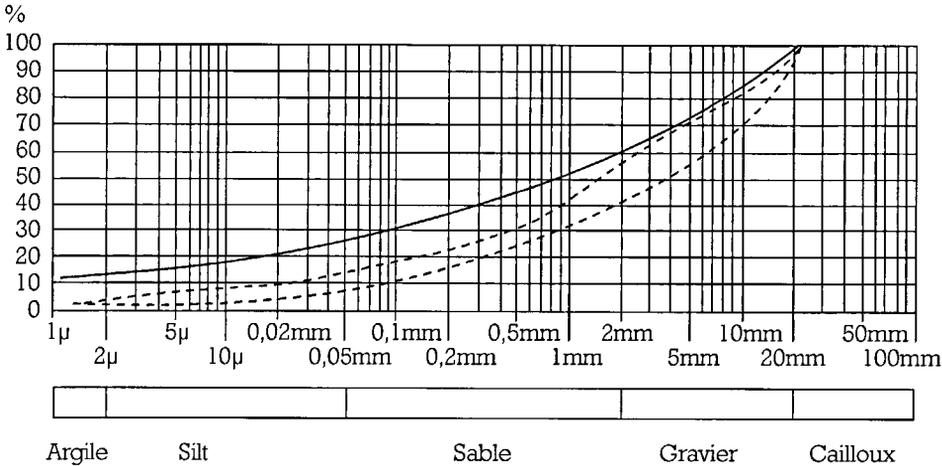


Figure 1.10 : Tracé du fuseau de TALBOT.

En fait, on montre qu'il existe un degré d'humidité optimal donnant le poids volumique maximal pour un effort de compactage donné. La relation entre le poids volumique sec et la teneur en eau du sol est schématisée sur la figure 1.11. Cette courbe de compactage est également appelée *courbe Proctor*.

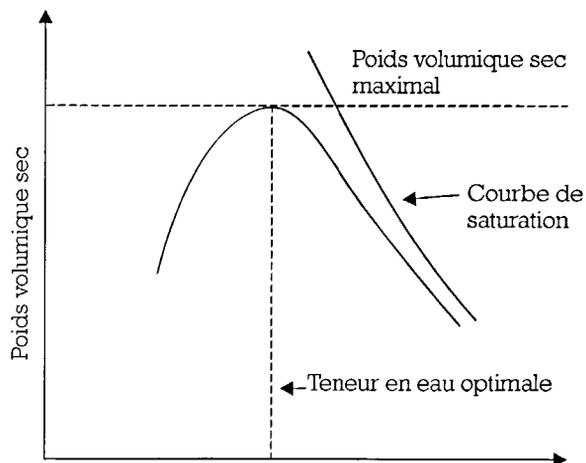


Figure 1.11 : Courbe Proctor.

** Influence de l'énergie de compactage*

L'énergie de compactage a une incidence directe sur le poids volumique sec obtenu pour une teneur en eau déterminée. Plus l'énergie de compactage est forte, plus la teneur en eau optimum est faible et, bien entendu, plus le poids volumique sec optimum est grand. On peut illustrer ces résultats par la figure 1.12.

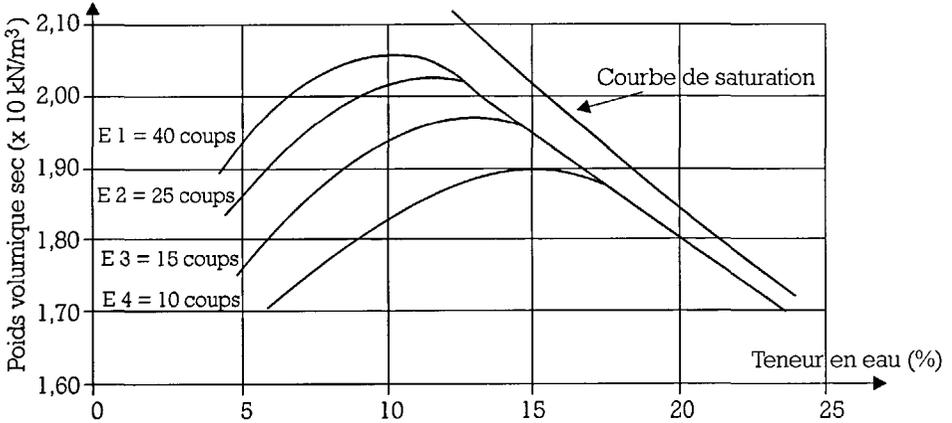


Figure 1.12 : Courbes Proctor pour différentes énergies de compactage (d'après [4]).

Les courbes expérimentales sont limitées à droite par la courbe de saturation correspondant au sol dont tous les vides sont occupés par l'eau. La zone située au dessus de cette courbe est inaccessible. L'équation de cette courbe est :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \cdot w}$$

avec γ_s : poids volumique des grains

γ_d : poids volumique du sol sec

w : teneur en eau du sol.

** Procédé expérimental*

Les courbes Proctor sont obtenues en laboratoire par des *essais normalisés à la dame Proctor*. Ils permettent de préciser la valeur de la teneur en eau et de la densité sèche optimales que l'on devra obtenir sur le chantier.

On réalise un compactage sur la portion fine (< 5 mm) des terres dans un moule cylindrique au moyen d'un pilon tombant d'une hauteur fixée. Ce compactage est réalisé sur des échantillons du même matériau préparés à différentes teneurs en eau. Par séchage et pesage, on détermine après coup la densité sèche et la teneur en eau correspondant à

chaque compactage. Du point de vue pratique, il faudra prévoir des échantillons d'au moins 20 kg. Il existe deux normes de compactage au laboratoire qui définissent deux énergies de référence :

- l'essai Proctor normal ;
- l'essai Proctor modifié.

L'essai de référence pour les remblais en grande masse tels que les barrages est l'essai Proctor normal. On considérera qu'un poids volumique sec maximal inférieur à 15 kN/m³, obtenu à l'issue d'un essai Proctor normal caractérise un mauvais matériau. Pour un matériau correct, on peut mesurer un poids volumique sec maximal voisin de 20 à 15 kN/m³. De même, une teneur en eau optimale supérieure à 20 % doit être regardée comme défavorable (d'après [4]).

De manière pratique, on notera que la présence de cailloux a tendance à augmenter le poids volumique sec. En fait, tant que leur proportion reste inférieure à 1/3 environ, le sol possède les propriétés mécaniques de la seule portion fine. Mais au-delà, elles changent et l'on conseille dans ce cas d'étudier l'échantillon dans son intégralité et pas seulement la portion fine (on utilise alors un moule normalisé plus grand, dit moule C.B.R.) ; (d'après [36]).

- Essais mécaniques et hydrauliques

* Essai de cisaillement

Effectué à l'aide de l'appareil triaxial, ils fournissent l'angle de frottement interne et la cohésion, caractéristiques intrinsèques du matériau. Ces deux grandeurs doivent être connues en particulier pour les calculs de stabilité des talus, et ce pour chaque nature de sol remblai, fondation, noyau étanche éventuellement).

* Essai de compressibilité

La compressibilité est étudiée à l'aide d'un œdomètre (figure 1.13). L'essai permet de tracer la courbe œdométrique (figure 1.13) et de calculer deux caractéristiques du comportement du sol :

$$\text{- le module œdométrique : } E_o = - \frac{\Delta \sigma}{\frac{\Delta h}{h_o}}$$

rapport de l'accroissement de la charge à la diminution relative de la hauteur de l'échantillon.

- l'indice de compression : C'est la pente de la courbe $e \rightarrow \log \sigma$ dans sa partie linéaire, e désignant l'indice des vides:

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma}$$

Indice de compression et module œdométrique sont liés :

$$E_o = 2,3 \sigma \frac{1 + e}{C_c}$$

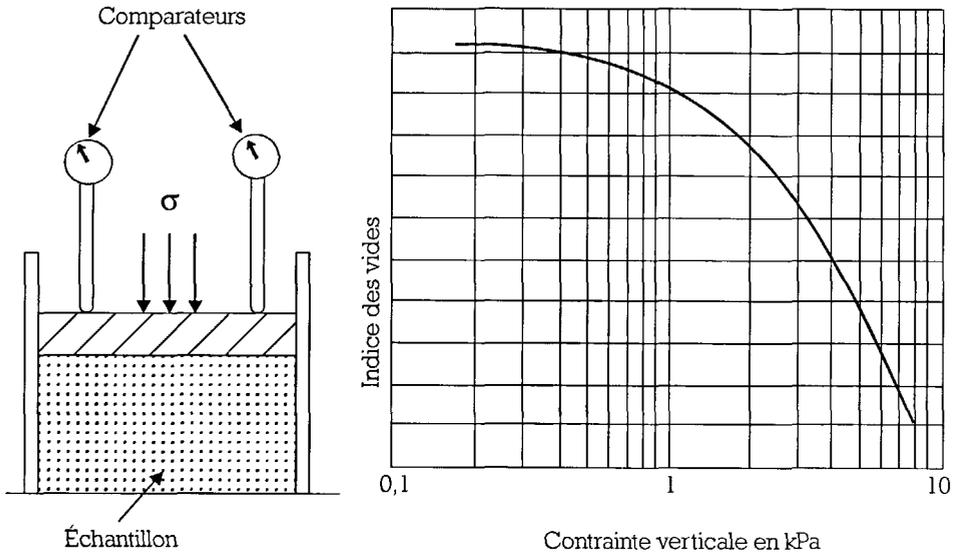


Figure 1.13 : Principe de l'essai œdométrique.

** Essai de perméabilité*

La perméabilité peut être mesurée à l'œdomètre ou au perméamètre. Les perméabilités requises pour les remblais d'un barrage homogène ou d'un noyau iront de 10^{-6} à 10^{-8} m/s. Il faut noter que la perméabilité est très variable d'un type de sol à un autre. Par exemple, pour un matériau sableux utilisé pour les drains, elle sera de l'ordre de 10^{-3} à 10^{-4} m/s.

b) Essais sur matériaux rocheux

Ces essais concerneront les matériaux de construction (enrochements, agrégats) mais aussi les fondations rocheuses. Dans ce dernier cas, les analyses de laboratoire ne sont évidemment pas suffisantes puisqu'elles ne s'intéressent qu'à la roche elle-même, alors que souvent le danger proviendra des réseaux de fissures présentes dans tout le substratum. On analysera également les carottes éventuellement extraites en phase 2. Les mesures effectuées seront de trois types (d'après [40]).

** Détermination des caractéristiques intrinsèques*

- densité apparente
- étude minéralogique

** Détermination des caractéristiques d'état*

- teneur en eau
- blocométrie, granulométrie
- porosité
- degré de fissuration
- indice de continuité.

- * *Caractéristiques de comportement*
- résistance aux chocs et à l'abrasion
- résistance à l'écrasement

Il convient cependant de noter que l'ensemble de ces mesures ne sera effectué que dans le cadre de projets importants. Par exemple, pour les moellons destinés aux petits barrages en maçonnerie, on s'intéressera surtout à la minéralogie (choix d'un type de roche dur et non friable), à la blocométrie et à la résistance à l'écrasement.

1.3.3. Études ultérieures au stade de l'A.P.S., puis de l'A.P.D.

Tableau 1.6 : *Éléments nécessaires à l'établissement d'un A.P.D. de petit barrage en terre.*

Points de conception	Éléments nécessaires	Opérations ou essais à mener
Stabilité du remblai (barrages à zone),	Identification du ou des matériaux en particulier la granulométrie, les densités immergées et saturées	Granulométrie; limites d'Atterberg; bleu de méthylène; et pratiquement tous les essais d'identification du paragraphe 1.3.2.3.
	Angle de frottement interne et cohésion	Triaxial
Normes de compactage du remblai	Aptitude du matériau	Essais Proctor (au moins une courbe par type de matériau)
	Disponibilité en eau pour l'arrosage, le cas échéant (à vérifier aussi pour les bétons et maçonneries)	Repérer des réserves disponibles et s'assurer de leur accessibilité à un coût raisonnable, ainsi que de l'autorisation des utilisateurs habituels
	Établissement de profils géologiques et géotechniques continus et sans lacunes	Observation détaillée des affleurements, tranchées, sondages (en réaliser d'autres au besoin); prélèvement d'échantillons supplémentaires
Fondation	Étanchéité	Essais in situ et au laboratoire (perméamètre)
	Cohésion et angle de frottement interne (nécessaires en particulier pour le calcul de stabilité des déversoirs poids en béton)	Triaxial
Bétons	Présence en quantité et qualité suffisantes des agrégats	Prospection détaillée des carrières repérées lors des études préliminaires; recherche éventuelle de carrières supplémentaires
Perrés, gabions, maçonneries	Présence en quantité et qualité suffisantes des enrochements	Prospection détaillée des carrières; granulométrie, blocométrie; analyse qualitative; éventuellement, résistance à l'écrasement
Drains et filtres	Disponibilité en sables et graviers	Prospection détaillée des carrières; Essais d'identification : granulométrie très importante pour vérifier les règles de TERZAGHI ou choisir un géotextile

Si l'étude de faisabilité confirme le choix du site, il sera cependant généralement nécessaire d'approfondir les investigations déjà menées afin de passer à la conception même de l'ouvrage. Pour les petits barrages, les études préalables à l'établissement des avant-projets sommaires (A.P.S.) et des avant-projets détaillés (A.P.D.), souvent confondues en une seule série effectuée au niveau de l'A.P.D., ne consisteront qu'à compléter les recherches déjà conduites au stade des études de faisabilité.

On resserrera ainsi le maillage de prélèvement des échantillons dans les zones d'emprunt (minimum 4 tranchées par hectare), quelques sondages supplémentaires pourront être pratiqués le long de l'axe pour ajuster au mieux la profondeur de la tranchée, etc. Très souvent aussi, les éventuelles prospections par carottage ou à l'aide de moyens géophysiques seront conduites au niveau de l'A.P.S. ou de l'A.P.D.. A titre indicatif, on a résumé dans le tableau 1.6 les éléments nécessaires à l'établissement d'un avant-projet détaillé de petit barrage en terre.

En somme, quel que soit le type d'ouvrage envisagé, on ne perdra pas de vue l'objectif principal de ces études pour en établir le contenu : implanter définitivement et dimensionner de façon précise le barrage et ses annexes (pente des talus, profondeur du voile d'étanchéité, etc.), trouver les matériaux nécessaires et dresser l'inventaire des consignes que l'on devra faire respecter sur le chantier. On joindra à cet effet à l'A.P.S. et à l'A.P.D. des rapports de synthèse géologique et géotechnique.

1.4. Études topographiques

Le but principal des études topographiques est d'établir les documents nécessaires aux avant-projets : plans, cartes et profils, documents qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes. Elles peuvent être menées au stade des études préliminaires si l'on ne dispose pas de cartes suffisamment précises, sinon elles seront exécutées le plus souvent au niveau de l'A.P.S. Des plans topographiques on tirera par ailleurs deux sortes de graphes, les courbes hauteur-surface et hauteur-volume, dont on se servira notamment pour positionner le barrage et caler sa hauteur et celle du déversoir, ainsi que la cote des ouvrages de prise et de vidange.

1.4.1. Études au niveau de la cuvette

1.4.1.1. Cartographie

Du point de vue topographique, il convient de trouver un site qui réponde à la fois :

- aux besoins en fournissant un volume d'eau suffisant ;
- aux conditions d'exploitation les meilleures en se trouvant à proximité du périmètre et en le dominant, si l'on s'oriente vers une utilisation gravitaire de l'eau ;

- au souci de rentabilité en tendant vers la plus grande valeur possible du rapport volume retenue / coût de l'ouvrage.

Le choix de l'emplacement d'un barrage résulte donc le plus souvent d'un compromis parfois difficile à obtenir. Si le souci d'éviter des débits de crue trop forts et une sédimentation trop importante conduit à opter pour des sites en tête des bassins versants, il faut néanmoins qu'ils soient peu éloignés du lieu d'utilisation et qu'ils permettent de garantir une hauteur d'eau et un volume suffisants.

Les sites possibles sont repérés sur carte au 1/50 000. Lorsque l'on ne dispose pas de ces documents, on s'aidera de la carte au 1/200 000 et des photos aériennes, restituant en général le paysage à l'échelle 1/50 000, mais que l'on pourra faire agrandir au besoin.

Il va de soi que cette démarche devra être complétée par toutes les reconnaissances de terrain susceptibles d'améliorer la précision des plans. Sur cette base, on pourra dresser une esquisse planimétrique la plus fidèle possible. Sur ce document ou sur une carte au 1/50 000 si elle existe, on positionnera les axes potentiels et les bassins versants correspondants (un bassin versant est défini en une section droite d'un cours d'eau : c'est la totalité de la surface topographique drainée en amont de cette section).

Pour l'étude de la cuvette proprement dite, suivant sa taille, on établit un plan à une échelle pouvant aller du 1/500 au 1/10 000 (souvent 1/500, 1/1000, 1/2000, 1/5000), avec courbes de niveau tous les mètres ou tous les 0,5 mètres, selon le relief de la zone. Dans les classes de relief les plus souvent rencontrées en Afrique, ces documents seront établis à la suite d'un nivellement au sol. D'un point de vue purement topographique, on vérifiera que la cuvette n'est pas ouverte, c'est-à-dire que les courbes de niveau se referment sur l'axe du futur barrage. Cependant, on notera avec soin la présence de cols naturels en bord de cuvette qui pourraient être les lieux d'implantation de déversoirs principaux ou secondaires.

1.4.1.2. Courbes hauteur-surface et hauteur-volume

A partir du plan topographique de la cuvette, on construira ces courbes qui permettent d'évaluer facilement les surfaces noyées et les volumes correspondants pour différentes cotes. Nous verront ultérieurement que l'on se sert de ces graphes pour caler la cote des différents ouvrages, mais aussi pour évaluer l'effet de laminage ou établir des calendriers de gestion des barrages.

De manière pratique, ces deux courbes sont tracées point par point. Pour ce faire, on mesure à l'aide d'un planimètre les surfaces S_1, S_2, \dots, S_n comprises entre les courbes de niveau successives et l'axe du barrage et distantes l'une de l'autre d'une hauteur h (en général $h = 1$ m ou $h = 0,5$ m). En partant du fond, on pourra calculer les volumes d'eau correspondant à chaque tranche.

On établira donc un tableau ainsi construit :

Tableau 1.7 : Calcul du volume des cuvettes.

Cotes	Surface	Hauteur	Surface moy.	Volume	Volume cumulé
Cote fond	0	0	0	0	0
Cote fond + h_1	S_1	h_1 (*)	-	$S_1 h_1/2, 67=V_1$	V_1
Cote fond + $h_1 + h$	S_2	h	$(S_1+S_2)/2$	$(S_1+S_2)h/2=V_2$	V_2+V_1
Cote fond + $h_1 + 2h$	S_3	h	$(S_2+S_3)/2$	$(S_2+S_3)h/2=V_3$	$V_3+V_2+V_1$
...
Cote fond + $h_1 + (n - 1) h$	S_n	h	$(S_{n-1}+S_n)/2$	$(S_{n-1}+S_n)h/2=V_n$	$\sum_i V_i$

(*) h_1 est la hauteur comprise entre le point le plus bas de la cuvette et la première courbe de niveau

On trace ainsi le graphique $h = f(V)$ en plaçant chaque point (cote / volume cumulé correspondant) sur un papier millimétré. C'est la courbe hauteur-volume de la retenue. On peut de même construire la courbe hauteur-surface $h = f(S)$. On pourra définir le rapport $V_{\text{cumulé maxi}} / h_{\text{maxi}}$ et noter que plus ce rapport sera grand, meilleur sera le choix du site du point de vue du remplissage (lorsque l'on compare plusieurs sites entre eux).

Figure 1.14 :
Courbe hauteur-
volume.

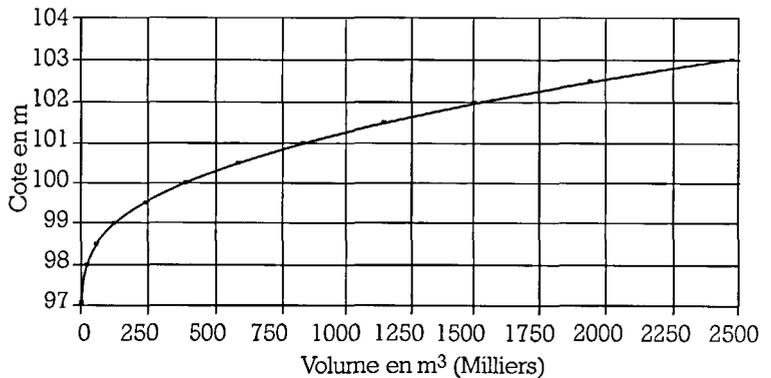
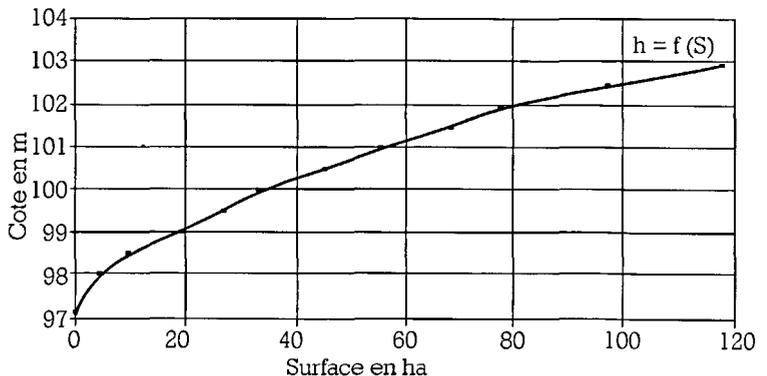


Figure 1.15 :
Courbe
hauteur-surface.



1.4.2. Études au niveau de l'emprise des ouvrages

1.4.2.1. Plan topographique

On établit un plan à grande échelle (1/1000 le plus souvent) d'une zone suffisamment large englobant l'emprise du futur ouvrage. On lève ainsi une bande de terrain de plusieurs dizaines de mètres de part et d'autre de l'axe longitudinal projeté. On pourra étendre ce levé relativement loin en amont et en aval si le positionnement de l'axe n'est pas définitivement fixé.

On l'étend également aux secteurs susceptibles de recevoir les ouvrages annexes du barrage : évacuateur de crue, chenaux d'évacuation, ouvrages de vidange et de prise, départs de canaux d'irrigation, etc.. On doit aussi cerner avec soin les anomalies de relief, tels que monticules ou micro-dépressions, ainsi que les éventuels ouvrages routiers ou autres.

Le plan ainsi dressé constituera le fond topographique du plan de masse qui sera produit dans le cadre de l'avant-projet.

1.4.2.2. Coupes topographiques

En plus du plan, l'équipe topographique réalise un profil en travers du thalweg en suivant l'axe présumé du barrage. Sur ce document on figurera ultérieurement la crête de l'ouvrage, le déversoir, le fond de la tranchée d'étanchéité, etc..

On dresse également tous les profils en long ou en travers jugés nécessaires, en particulier le long des axes présumés des chenaux d'évacuation, des ouvrages de prise et de vidange.

1.5. Critères de choix du type de barrage et d'évacuateur calage des cotes des ouvrages

Simultanément à la recherche et à la sélection des sites, le projeteur doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, au vu des conditions et contraintes locales qu'il aura relevées. En fait, si l'éventail des barrages est assez large, quelques critères simples permettront très vite de distinguer deux ou trois variantes. Généralement, et de manière succincte, on peut classer les barrages en deux catégories :

- les barrages en remblai (terre, enrochements, avec parfois une partie en gabions), capables de s'adapter à d'éventuels mouvements de leur substratum. Les matériaux de construction sont en outre bon marché. Cette catégorie est souvent la mieux adaptée au contexte africain ;
- les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie. Leur capacité de déformation est relativement faible. Ils ne s'accommodent, sauf exception, que de fondations rocheuses saines et peu déformables et leur coût n'est raisonnable que si la cuvette se ferme sur

un verrou de faible largeur, facile à obstruer. Dans cette catégorie, on distingue les barrages-poids (béton et maçonnerie), les barrages-voûtes (béton) et les barrages à contreforts (béton armé).

Au niveau de l'évacuateur, le choix s'orientera souvent vers des ouvrages en béton, mais il ne faut pas écarter d'emblée des solutions telles que déversoirs en gabions, en perré au mastic bitumineux, souvent judicieuses à la fois sur les plans techniques et économiques.

Enfin, à la suite de ces choix, on doit procéder au calage en altitude des ouvrages (évacuateur et crête du barrage) afin de s'assurer du bon remplissage de la cuvette dans le site étudié, en tenant compte des apports estimés et des contraintes topographiques.

1.5.1. Typologie des barrages

1.5.1.1. Les barrages en remblai

a) Les barrages en terre

Les barrages en terre se subdivisent en deux types principaux :

- les barrages homogènes, dont le massif est composé d'une seule catégorie de matériau ;
- les barrages à zones, constitués d'un noyau étanche au centre et de deux recharges en matériau plus grossier dont le rôle essentiel est d'assurer la stabilité de l'ensemble du massif.

Les barrages homogènes sont le plus souvent réalisés en argile peu plastique dont les caractéristiques tant hydrauliques que mécaniques permettent en toute sécurité d'adopter des pentes de talus de 1/2 ou 1/2,5 en amont et en aval, moyennant le respect des spécifications de compactage. La forme générale est donc trapézoïdale avec des largeurs en crête de 3,5 à 5 m pour les hauteurs les plus courantes. Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif sera de l'ordre de 10^{-7} à 10^{-8} m/s.

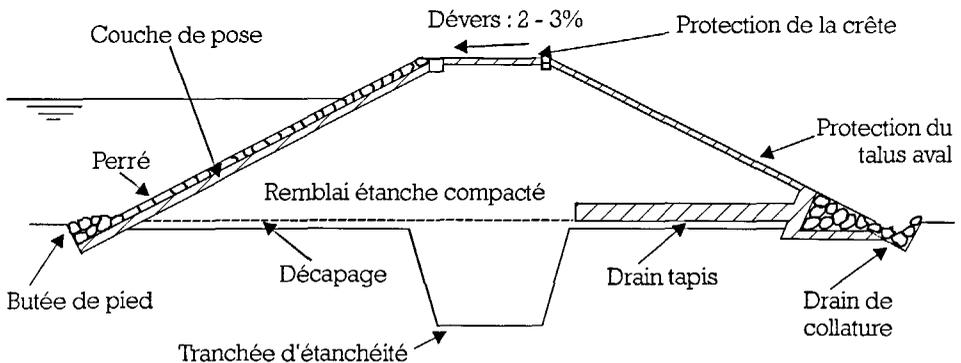


Figure 1.16 : Exemple de profil de petit barrage en remblai étanche homogène.

Un tapis drainant ou un drain vertical sont prévus là où la hauteur d'eau dépasse 2,8 m - 3m. Le premier (figure 1.16) est plutôt à réserver à des barrages de faible hauteur (5 - 6 m), alors que le second offre davantage de sécurité pour des ouvrages de taille plus importante (voir schéma de principe sur la figure 3.32 et le paragraphe 3.3.2.3.).

L'expérience des très nombreux barrages de 5 à 10 m de hauteur construits selon ces dispositions et en suivant les règles de l'art montre que c'est une technique relativement sûre et bien maîtrisée. Mais son choix est subordonné à la présence d'argile en quantité et qualité suffisante.

Dans le cas contraire, on peut se tourner vers un barrage homogène à masque amont. Le principe de ce type d'ouvrage, exposé au paragraphe 3.6. du présent manuel, consiste à dissocier les fonctions d'étanchéité et de stabilité.

Le corps du remblai, composé de matériau perméable, assure seulement cette dernière fonction, sans trop de problème d'ailleurs car perméabilité signifie granulométrie grossière et donc bonne qualité mécanique. L'étanchéité est obtenue grâce à la pose sur le talus amont d'une membrane mince (géomembrane ou voile bitumineux par exemple).

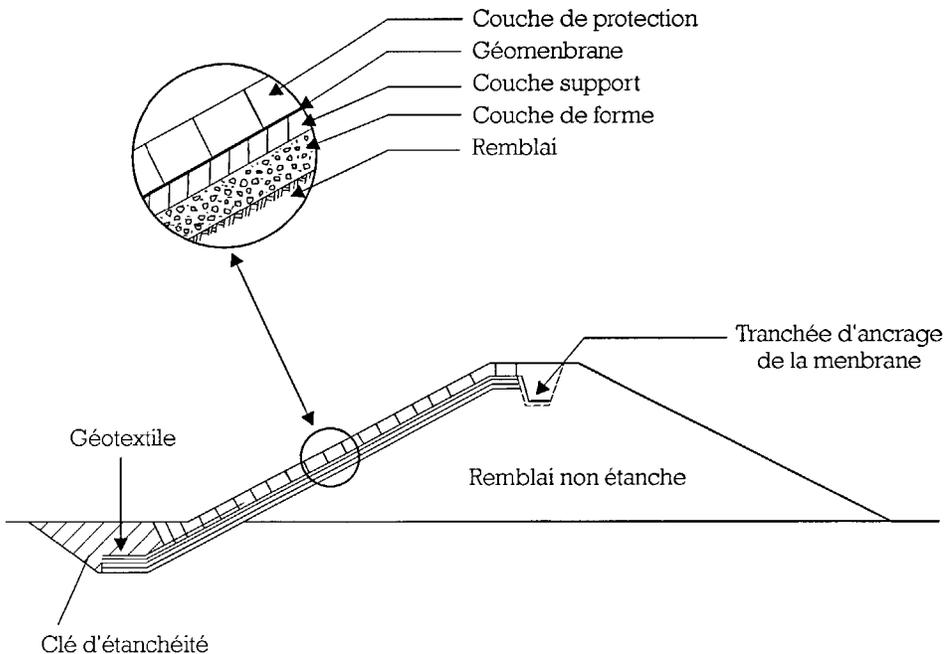


Figure 1.17 : Exemple de barrage en remblai non étanche muni d'un dispositif d'étanchéité par géomembrane, avec ancrage de pied dans une clef d'étanchéité (source : C.I.G.B. ; [56]).

Toujours lorsque le barrage homogène n'est pas envisageable, une solution couramment adoptée est le barrage à zones. On s'oriente souvent vers ce type de choix pour des ouvrages de grande hauteur et/ou lorsqu'on constate l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place et lorsque le volume de matériaux étanches est insuffisant pour constituer tout le corps d'ouvrage.

Le massif est donc divisé en plusieurs zones, chacune étant constituée d'un matériau différent, en fonction du rôle qu'elle joue. L'étanchéité est assurée par un noyau d'argile très imperméable, qui peut être central ou incliné vers l'amont. Le plus souvent il se poursuit en fondation pour former une tranchée étanche. Le noyau est stabilisé en amont et en aval par une zone en matériau plus perméable. Si les règles de TERZAGHI ne sont pas vérifiées entre les zones, il faudra prévoir l'interposition de filtres.

Notons enfin que le noyau peut être réduit à une paroi moulée réalisée en matériau très imperméable, comme la bentonite-ciment. Cette technique, exposée au 3.3.3.2, est souvent employée aussi pour réparer un barrage en remblai dont l'étanchéité s'est révélée insuffisante.

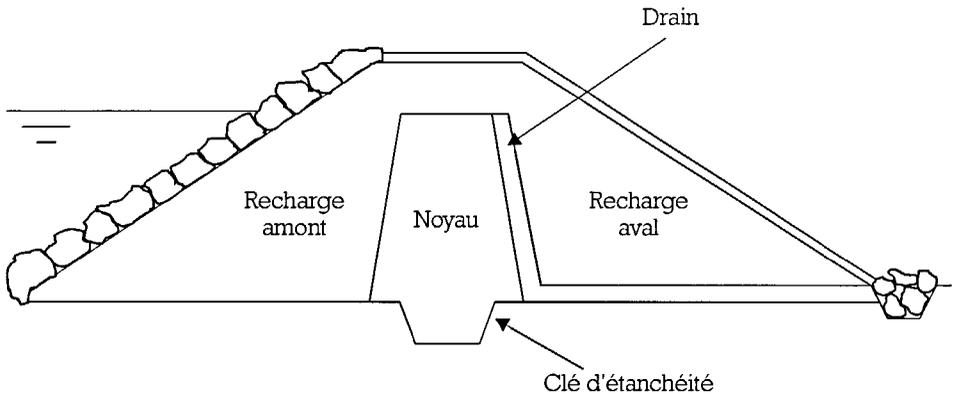


Figure 1.18 : Exemple de profil d'un barrage à zones.

b) Les barrages en enrochements

Pour les barrages en enrochements, l'étanchéité est obtenue soit par un noyau central, soit par un masque amont d'un type similaire à ceux décrits dans le a) (cf. 3.6.1.1.).

Morphologiquement, un barrage en enrochements est un prisme de cailloux de section trapézoïdale. C'est un ouvrage-poids car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids du massif. De facture rustique, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées. Les types de barrages en enrochements les plus courants sont schématisés sur les figures 1.19 et 1.20 :

- En premier lieu un barrage dont le masque amont est en béton ou en géomembrane ;
- en second lieu un barrage à noyau interne en béton bitumineux cyclopéen ; un noyau en argile est également envisageable.

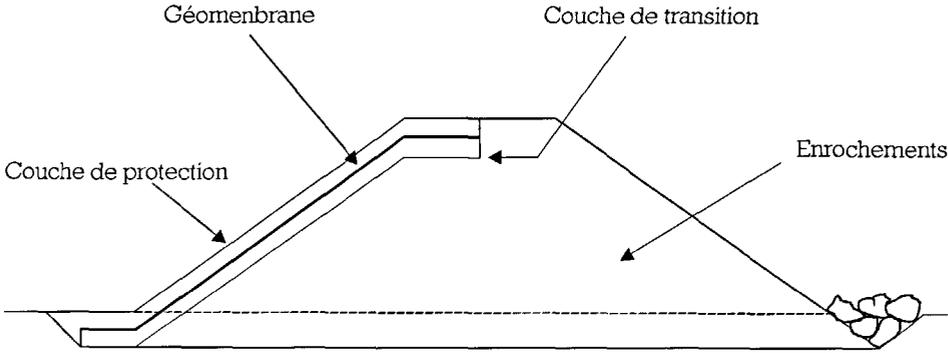


Figure 1.19 : Barrage en enrochements à masque amont.

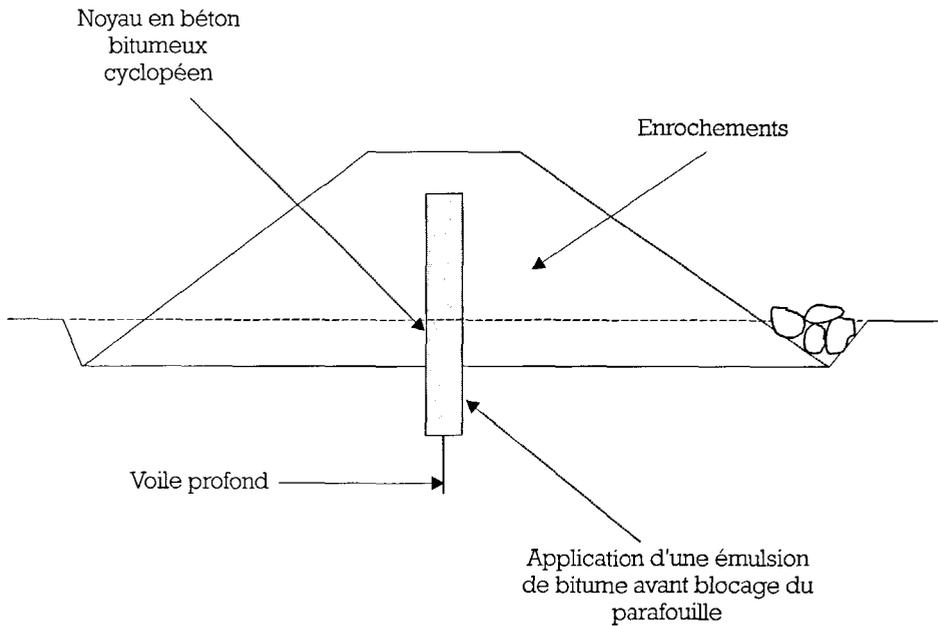


Figure 1.20 : Barrage en enrochement à noyau interne en béton bitumineux cyclopéen.

c) Les barrages en gabions

Lorsque l'on parle de barrages en gabions, cela sous-entend barrages en remblai homogènes ou à zones (une partie pouvant être en enrochements, cf. chapitre 5, paragraphe 5.1.2.2.), munis à l'aval d'une partie déversante en gabions. Ainsi, suivant la forme du talus aval, on en distingue trois catégories : les barrages à parement aval vertical, les barrages à parement aval en gradins et ceux à parement aval incliné (revêtu généralement de matelas Reno). Les profils types des ouvrages en gabions sont exposés dans le chapitre 5 qui leur est entièrement consacré. Nous nous contenterons ici de donner deux exemples de barrages réalisés à l'aide de cette technologie.

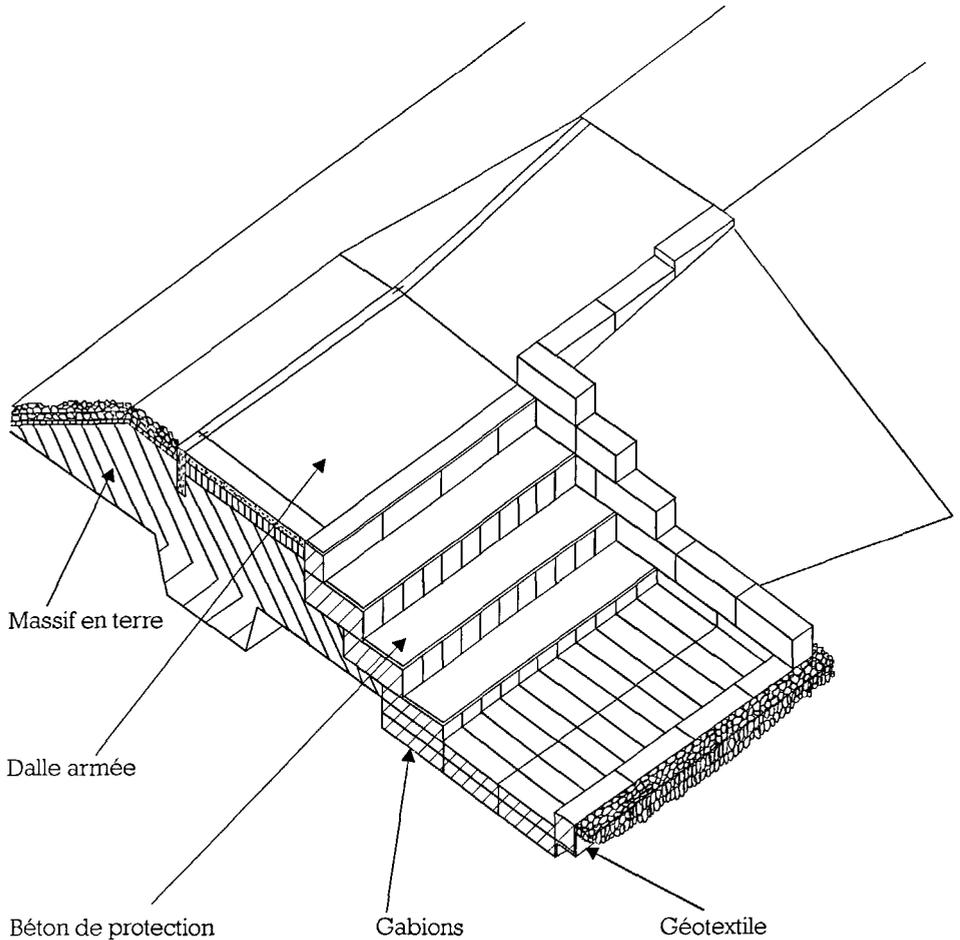


Figure 1.21 : Barrage routier homogène muni d'un déversoir-radier et d'un dissipateur d'énergie en gradins de gabions.

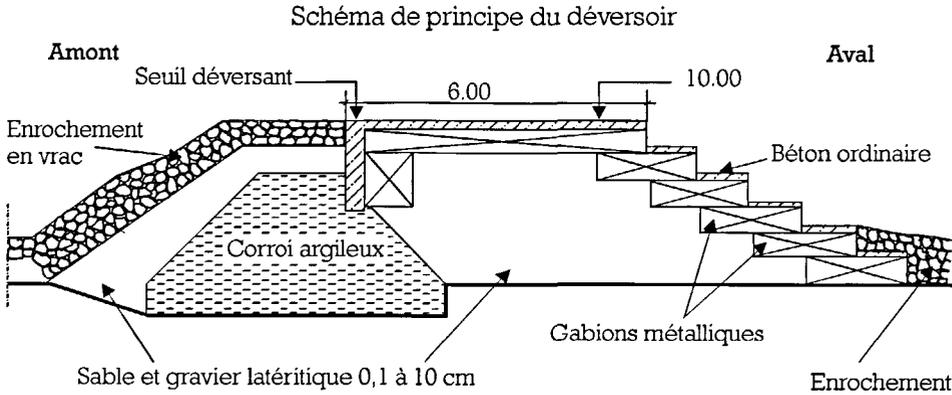


Figure 1.22 : Barrage à zones muni d'un déversoir en gradins de gabions (Yalogo - Burkina Faso; extrait de [2]).

1.5.1.2. Les barrages rigides

a) Les barrages-poids en maçonnerie ou en béton

Dans ce type d'ouvrage, le poids assure la stabilité vis à vis de la poussée hydrostatique et des sous pressions. Les exemples de profils qui sont exposés au chapitre 4 découlent principalement de cette fonction. Les barrages-poids en béton sont réalisés soit en béton conventionnel vibré, soit en béton compacté au rouleau (B.C.R.). Cette dernière catégorie d'ouvrage ne sera pas développée dans le cadre du présent manuel car la technique du B.C.R. est en général réservée à de grands ouvrages.

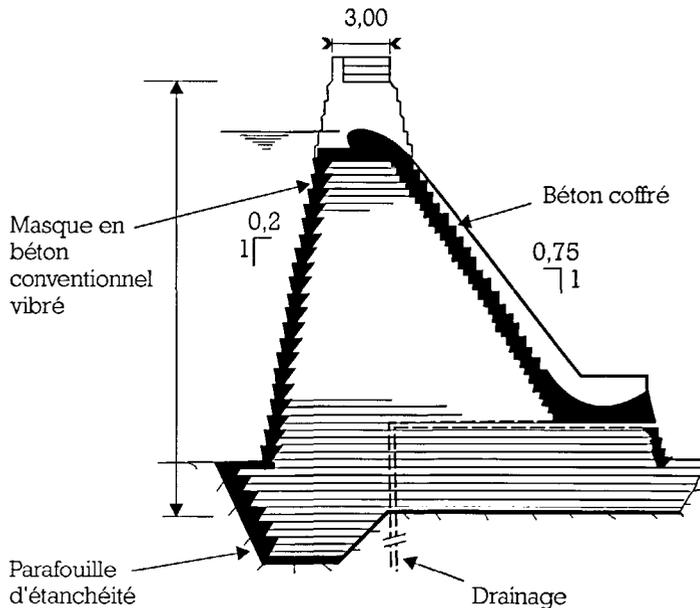


Figure 1.23 : Coupe du barrage en B.C.R. d'El Koreïma (Maroc) - extraite de [40].

Nous nous bornerons simplement à l'illustrer par une coupe du barrage d'El Koreima (Maroc) qui, bien que d'une hauteur de 26 m, a été conçu dans une optique de petit barrage (construction avec des moyens réduits en matériel et en chantier à haute intensité de main d'œuvre, suivant une approche dérivée de la technique traditionnelle des barrages en maçonnerie [40]).

b) Les barrages à contreforts

Ils sont constitués d'un voile d'étanchéité en béton armé, souvent incliné vers l'aval, qui s'appuie sur des contreforts de forme triangulaire qui assurent la stabilité. Le voile peut être de conception variable et l'on en trouvera divers types (avec croquis) au chapitre 4. Ce sont des ouvrages qui nécessitent de faibles volumes de béton, par contre les coffrages doivent être réalisés avec soin. Comme pour les barrages-poids, la fondation doit être de bonne qualité et traitée au besoin.

c) Les barrages voûtes

Cette catégorie de barrage ne sera abordée que succinctement au chapitre 4. Les barrages voûtes sont à réserver à des vallées rocheuses étroites, avec des fondations présentant de bonnes qualités mécaniques, moyennant quoi ils peuvent alors constituer des solutions relativement économiques par rapport à des barrages-poids par exemple. Cependant, ils sont très rarement utilisés pour de petites hauteurs de retenue.

1.5.2. Critères de choix d'un barrage

1.5.2.1. La morphologie du thalweg et la qualité de la fondation

La topographie d'un site influe fortement sur le choix de l'ouvrage futur. Pour des raisons de coût en effet, les barrages en béton ne seront construits que dans des vallées étroites. En outre, certaines structures comme les voûtes ne sont pas envisageables ailleurs que dans ces vallées.

Dans la plupart des reliefs de plaine ou de plateau, où les vallées sont très peu marquées dans le paysage, le choix d'un barrage en terre s'impose de lui-même et il n'est pas rare, en zone soudano-sahélienne par exemple, de voir des ouvrages de ce type atteindre 1 ou 2 km de long pour des hauteurs de 5 ou 6 m seulement, dimensions qui seraient irréalistes pour toute autre catégorie de barrage.

La nature de la fondation est également un critère essentiel. Les ouvrages rigides en béton ou en maçonnerie ne s'accommoderont généralement, sauf pour de petites hauteurs, que de fondations rocheuses saines.

A contrario, les barrages souples en terre, en enrochements ou en gabions peuvent être fondés sur des substrats meubles, dont on doit cependant vérifier la bonne résistance mécanique. Notons aussi que la nécessaire imperméabilité de la fondation commande la nature et la forme du dispositif d'étanchéité à prévoir sous le barrage.

1.5.2.2. La disponibilité en matériaux

Le choix d'un type de barrage est subordonné à la disponibilité des matériaux de construction en quantité et en qualité suffisantes. La distance d'approvisionnement doit être aussi réduite que possible. On trouvera dans le tableau 1.8 des éléments de réflexion pour le choix d'un barrage sur le critère de la disponibilité en matériaux de construction.

Tableau 1.8 : Choix d'un type de barrage selon la disponibilité en matériaux de construction.

TYPES DE BARRAGES	MATÉRIAUX NÉCESSAIRES	OBSERVATIONS
Barrages en terre, homogènes ou à zones	<ul style="list-style-type: none"> - Matériau imperméable pour tout le remblai (barrage homogène) ou pour le noyau (barrage à zones), avec toutes les qualités requises du point de vue mécanique des sols. - Matériaux pour les recharges dans le cas d'un barrage à zones. - Matériaux pour drains et filtres. - Matériaux pour la protection des talus et de la crête. 	<p>La non disponibilité en matériau suffisamment imperméable peut orienter le choix vers un barrage à masque amont.</p> <p>Leur qualité insuffisante peut être compensée par l'emploi de géotextiles.</p>
Barrages mixtes : terre + gabions, terre + gabions + enrochements	<ul style="list-style-type: none"> - En plus des matériaux cités précédemment, on devra s'assurer de la disponibilité d'enrochements de bonne qualité et de dimension appropriée. - Cages de gabions industrielles de préférence. - Enrochements en grande quantité. 	<p>On pourra chercher à minimiser ces quantités en s'orientant vers des solutions telles que les barrages à parement aval incliné en matelas Reno.</p>
Barrages en enrochements	<ul style="list-style-type: none"> - Matériaux pour l'étanchéité 	<ul style="list-style-type: none"> - Si masque amont : sable pour couche de transition et géomembrane disponible à prix raisonnable. - Si noyau en béton bitumineux: sable et bitume.
Barrages en béton	<ul style="list-style-type: none"> - Sables et agrégats en grande quantité. - Ciment à un prix intéressant. 	<p>Les barrages en B.C.R. ne sont économiquement viables qu'à partir d'un certain volume de béton (on peut proposer, à titre purement indicatif, 40000 m³ à 50000 m³ en Afrique).</p>
Barrages en maçonnerie	<ul style="list-style-type: none"> - Sables, agrégats et enrochements de bonne qualité (granite par exemple). 	

1.5.2.3. Critères hydrauliques

Des considérations d'ordre hydraulique peuvent également entrer en ligne de compte. Les ouvrages en béton ou en maçonnerie offrent par exemple de meilleures garanties de sécurité vis à vis des incertitudes de l'hydrologie. Les surverses ne leur causent en effet que des dégâts mineurs.

Au contraire un barrage en terre classique ne supporte que rarement un débordement par-dessus la crête. Par contre, pour évacuer des débits importants, on peut être amené (s'il n'y a pas d'aménagements en aval) à choisir des barrages en terre rendus totalement déversants par la pose d'un parement aval en gradins de gabions, en matelas Reno ou en perré au mastic bitumineux par exemple, la crête étant également revêtue.

On s'oriente aussi de préférence vers des ouvrages rigides lorsque le projet comporte des ouvrages hydrauliques importants à insérer dans le barrage : vannes segments, vidanges et prises de gros diamètre, conduites forcées, etc..

1.5.2.4. Critères socio-économiques

a) La main d'œuvre

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par la possibilité de recourir à une main d'œuvre abondante. C'est en particulier le cas des barrages en maçonnerie ou en gabions. En effet, les technologies employées sont relativement simples, mais nécessitent des équipes nombreuses, pas forcément très qualifiées, mais bien encadrées.

Pour le cas où l'on emploie les populations locales, cela peut par ailleurs favoriser l'appropriation des ouvrages et donc leur entretien ultérieur.

Par contre on évitera de réaliser des barrages en remblai compactés à la dame manuelle. Nombre d'ouvrages de ce type, même de faible hauteur, n'ont pas tenu essentiellement à cause de l'hétérogénéité de compactage provoquée par l'emploi d'un tel procédé.

b) Adéquation du choix du type de barrage avec les objectifs généraux du projet

Comme dans toute opération de construction, on s'efforce de choisir un type d'ouvrage dont la catégorie, la dimension et finalement le coût soient en rapport avec l'utilisation prévue. De grands barrages en béton seraient disproportionnés pour irriguer des plaines de quelques centaines d'hectares. Au contraire, de petits barrages en terre, tels qu'on les rencontre dans la plupart des pays d'Afrique de l'Ouest sont souvent une option intéressante pour stocker des réserves destinées à une irrigation de type gravitaire.

Dans les régions montagneuses des barrages en maçonnerie relativement modestes peuvent constituer des réservoirs d'eau potable bien adaptés, d'autant que le matériau de construction est souvent présent dans ces zones et que le relief s'avère généralement favorable. La distribution est en outre favorisée par la position en altitude des retenues.

Ces quelques exemples montrent donc que la réflexion d'ordre purement technique doit être nuancée à la lumière d'une bonne compréhension du contexte même du projet. Il n'y a pas vraiment de règle à suivre en ce domaine, mais il est évident qu'une connaissance approfondie du milieu est indispensable.

c) Les sujétions d'entretien

Il va sans dire que dans les sites difficiles d'accès, où l'on a peu de chance de trouver du personnel qualifié, il faut prévoir des ouvrages qui, présentent de bonnes garanties de longévité et ne nécessitent qu'un entretien limité. L'approche peut être un peu différente pour des sites moins isolés, mais il faut garder à l'esprit que les éventuelles interventions peuvent se révéler fort coûteuses. On a donc toujours intérêt à se fixer des objectifs de qualité et de simplicité quant aux choix de conception.

1.5.3. Critères de choix d'un évacuateur de crue

La typologie et le choix des évacuateurs de crue feront l'objet d'un développement approfondi dans le chapitre 2. Le but de ce paragraphe sera donc de donner quelques éléments pour permettre d'orienter le choix du concepteur vers telle ou telle catégorie d'ouvrages dès le stade des études préliminaires.

1.5.3.1. Les facteurs à prendre en compte

Les critères définis aux paragraphes précédents restent globalement pertinents pour le choix d'un évacuateur. Parmi les facteurs déterminants, on retiendra :

- la nature de la fondation ;
- la conception du barrage ;
- la disponibilité en matériaux (sables et agrégats pour les bétons, enrochements pour les gabions, etc.) ;
- la disponibilité en main d'œuvre ;
- le coût par rapport au coût total du barrage ;
- les possibilités de suivi et d'entretien ;
- l'utilisation de l'aval du barrage.

La hauteur de chute, le débit et sa détermination très incertaine, mais aussi le tirant d'eau amont sont également des facteurs à prendre en compte aussi bien pour le choix du déversoir que pour celui du dissipateur d'énergie.

On se préoccupera aussi de questions environnementales comme les conditions sanitaires : les déversoirs peuvent favoriser le développement des simules, vecteurs de l'onchocercose (« cécité des rivières »). La larve de ces insectes a besoin d'une surface rugueuse et d'aspérités pour s'accrocher. Son cycle de développement s'étend sur neuf jours et les vitesses de circulation d'eau favorables sont comprises entre 0,6 et 1,2 m/s [2]. Dans les régions d'endémie, on doit donc s'efforcer par exemple de prévoir des dispositions telles que les larves soient privées d'eau avant la fin de leur cycle de développement.

Sur un autre registre, les incertitudes de l'hydrologie, mais aussi les difficultés de mise en œuvre et d'entretien conduisent presque toujours à écarter les évacuateurs en charge de type tulipes.

1.5.3.2. L'optimum économique

Lorsque l'on prévoit un déversoir-poids posé sur la fondation et inséré dans le profil du barrage, l'optimum économique résulte d'un compromis entre son coût et celui du corps de l'ouvrage. Si l'on choisit un déversoir long à faible lame, on réduit du même coup la hauteur du remblai et les ouvrages dissipateurs sont moins conséquents. Si l'on opte pour un déversoir court à forte lame déversante, on augmente la hauteur du remblai et l'importance des organes de dissipation.

En fait, la solution d'un déversoir long n'est que rarement la meilleure car, situé en position centrale pour éviter l'érosion régressive, il a de ce fait une hauteur importante et toute augmentation de sa longueur conduit à des coûts très vite prohibitifs.

Étant donné la grande surface des plans d'eau en général, et l'effet de laminage qui peut en résulter, la deuxième option s'avère préférable le plus souvent. Nous verrons en effet au paragraphe 2.1.4. que l'on peut diminuer significativement la longueur déversante sans pour autant provoquer une forte augmentation de la hauteur du remblai et du coût des organes dissipateurs. Quoi qu'il en soit, si l'on choisit ce type d'évacuateur, il y a un coût minimum au-dessous duquel on ne pourra pas descendre. On a donc souvent intérêt à envisager des ouvrages de conception différente :

- évacuateurs posés sur le corps de remblai : gradins de gabions, becs de canard, perrés traités au mastic bitumineux, etc.. Ils deviennent rapidement économiques dès que le barrage atteint une hauteur notable ;
- évacuateurs à entonnement latéral, si la topographie le permet (cf. 2.2.1.4) ;
- évacuateur mineur associé à un déversoir secondaire plus rudimentaire et calé à une cote plus élevée. Ce dernier est destiné à évacuer des crues plus rares.

1.5.4. Calage des cotes de l'évacuateur et du barrage

La cote du seuil du déversoir est appelée niveau d'eau normal (N.N.E.). La hauteur du barrage est fixée de telle sorte que :

$$\text{COTE CRÊTE} = \text{COTE N.N.E.} + \text{HAUTEUR D'EAU MAXIMALE À L'AMONT DU SEUIL} + \text{REVANCHE}$$

Le barrage doit être disposé de telle manière que ses extrémités se raccordent à la courbe de niveau correspondant à cette cote de crête.

Le calage de l'ensemble du barrage nécessite donc :

- de fixer le N.N.E.,
- de déterminer la cote des plus hautes eaux (P.H.E.) et donc la hauteur d'eau maximale admise sur le déversoir,
- de calculer la revanche.

La détermination de la revanche sera abordée au paragraphe 3.5.1. La hauteur d'eau maximale sur le déversoir découle directement du choix de celui-ci et de la prise en compte de l'effet de laminage. La cote des P.H.E. peut néanmoins être imposée par des circonstances particulières, par exemple la nécessité d'éviter de noyer une route ou des habitations.

Le problème du calage des ouvrages tient donc essentiellement à la détermination de la position du plan d'eau normal. Pour la fixer, on se sert de la courbe hauteur-volume de la cuvette, établie selon le processus décrit au 1.3.1.2.

L'objectif est de caler la cote du déversoir, qui est aussi la cote de remplissage du barrage, à une hauteur suffisante pour satisfaire l'ensemble des besoins en tenant compte des pertes, sans pour autant dépasser une valeur au-delà de laquelle l'ensemble du barrage deviendrait trop coûteux. Une bonne manière de traiter ce problème peut être de tracer des courbes d'utilisation de la retenue selon les différentes hypothèses d'exploitation.

1.5.4.1. Courbe d'utilisation de la retenue

Pour vérifier l'adéquation de la capacité de la cuvette, pour un N.N.E. donné, avec les besoins en eau théoriques, puis par la suite lorsque l'ouvrage est réalisé, pour permettre de gérer au mieux l'eau disponible en tenant compte des différentes pertes, on trace donc des courbes d'utilisation de la retenue.

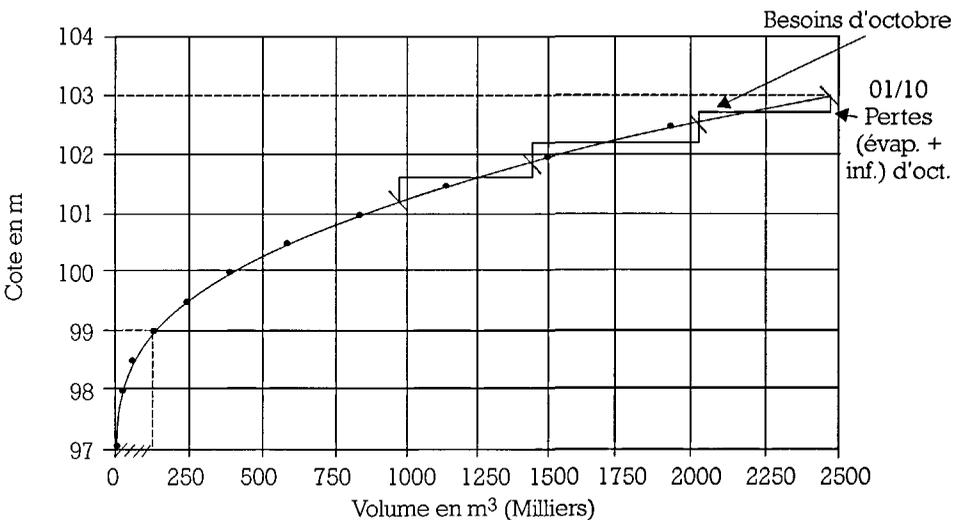


Figure 1.24 : Courbe d'utilisation de la retenue. Remarque : les résultats obtenus sont légèrement différents selon que l'on commence le tracé par les pertes (ordonnées) ou les besoins (abscisses). Il vaut mieux soustraire les pertes avant les besoins, la simulation représentant alors le cas le plus défavorable.

Principe du tracé :

- On part de la courbe hauteur-volume.
- Le tracé a son origine au point supposé de la retenue pleine (pas nécessairement cependant : c'est le cas par exemple si la retenue ne s'est pas remplie au cours de l'année étudiée) ; sur la figure 1.24, on a choisi le premier octobre.
- On retranche les pertes (en ordonnées, car elles correspondent à des hauteurs d'eau) et les divers besoins (en abscisse, car on les connaît généralement en volume) consommés dans un intervalle de temps choisi (décade ou mois par exemple).

1.5.4.2. Principe des itérations pour le calage du plan d'eau normal et de la prise d'eau

En phase projet, la courbe d'utilisation prévisionnelle permet de caler la cote de la prise d'eau et le niveau d'eau normal, grâce le plus souvent à un processus itératif.

Nous prendrons l'exemple de l'alimentation d'un périmètre irrigué à l'aval du barrage. Le niveau d'eau normal doit être calé de manière à satisfaire les besoins définis tout en tenant compte des pertes estimées (à noter que l'on peut se procurer des logiciels simples pour effectuer ces simulations).

Les pertes étant une donnée fixe, on fait varier les besoins en eau agricoles et donc la superficie à irriguer (ou éventuellement les calendriers culturaux).

Processus itératif

- 1) Se fixer la cote en début de saison, la courbe hauteur-volume permettant de connaître le volume à ce moment.
 - 2) Se fixer une superficie à irriguer.
 - 3) Calculer les besoins en eau agricoles (+ humains et pastoraux le cas échéant).
 - 4) Faire le total des besoins pour chaque période (mois ou décade), ainsi que le total des pertes.
 - 5) On peut alors commencer à faire la simulation qui consiste à donner l'état de la réserve au début et en fin de chaque période. Cette détermination se fait graphiquement, comme vu précédemment.
 - 6) On obtient donc la cote et le volume résiduel en fin de saison culturale.
 - 7) On compare cette cote avec celle de la prise (choisie pour dominer la plaine, pour ne pas s'envaser trop rapidement et pour être alimentée par une tranche d'eau suffisante).
 - Si elle lui est relativement supérieure (assez pour vaincre les pertes de charge dans l'ouvrage de prise au cours de la dernière période d'irrigation), alors le volume d'eau stocké est suffisant pour satisfaire aux divers besoins.
 - Dans le cas contraire, on diminue les besoins, c'est à dire la superficie à irriguer.
- On recommence la simulation avec cette nouvelle valeur des besoins et ainsi de suite jusqu'à obtenir une cote de fin de saison satisfaisante.

Si la superficie à irriguer obtenue finalement n'est pas jugée intéressante, on remonte alors le N.N.E. et on recommence les simulations jusqu'à ce qu'on obtienne un compromis acceptable entre la hauteur du barrage et la superficie que l'on pourra alimenter.

1.6. Étude d'impact sur l'environnement

La mise en œuvre d'aménagements comportant des ouvrages importants comme les barrages, ne se fait pas sans interactions notables avec les milieux naturel et humain. Leur construction modifie localement l'environnement et change bon nombre des habitudes de vie parfois séculaires des riverains.

Les barrages et leurs aménagements associés, notamment les périmètres irrigués, ont des impacts divers sur les eaux de surface et les eaux souterraines, sur les sols, mais aussi sur la végétation et la faune. Ces différentes composantes de l'environnement étant intimement liées, agir sur l'une, c'est bien souvent modifier les autres. Notons aussi que les structures sociales ne sont pas épargnées et que bon nombre des facteurs qui en assurent la stabilité peuvent être brusquement bouleversés.

Dans le passé, on a parfois eu tendance à considérer que tout aménagement qui améliorerait les conditions de vie était bénéfique à tout point de vue, et en Afrique peut-être plus qu'ailleurs. Mais sous la pression de prises de conscience écologistes un peu partout dans le monde, on tend de plus en plus à rechercher les effets dommageables des aménagements sur leur environnement au sens large. Une étude d'impact équilibrée et bien conduite doit cependant mettre en valeur également les retombées bénéfiques du projet.

Elle doit être réalisée préalablement à l'exécution des ouvrages, en s'affinant au fur et à mesure que les choix techniques deviennent plus précis. Son ampleur doit bien évidemment être adaptée à l'importance des ouvrages concernés, un petit aménagement hydroagricole ne nécessitant pas le même niveau d'investigation qu'un grand barrage hydroélectrique par exemple.

L'objet de ce chapitre n'est pas de décrire de manière exhaustive le contenu d'une étude d'impact, mais d'en dégager les grandes lignes, les principes et la méthodologie générale dans le but de permettre aux projeteurs de préparer des termes de référence pour son exécution.

Notons enfin que les maîtres d'ouvrage auront tout intérêt à confier l'étude d'impact à des bureaux d'étude compétents en la matière et capables de mobiliser les équipes pluridisciplinaires qu'elle nécessitera en fonction de son contenu.

1.6.1. Justification et champ d'application de l'étude d'impact

1.6.1.1. Pourquoi une étude d'impact ?

Cette question peut aussi revenir à se demander pourquoi l'on doit se préoccuper des conséquences sur le milieu d'aménagements conçus pour, en général, améliorer le niveau de vie des populations.

La réponse, et donc la justification de l'étude d'impact, réside dans la constatation des nombreuses erreurs commises dans le passé. Le peu de prévoyance dont on a en effet souvent fait preuve a provoqué des destructions irresponsables du patrimoine naturel et des modes de vie traditionnels, ces problèmes ayant la plupart du temps pour première conséquence le dysfonctionnement de l'aménagement lui-même.

Pour être bref, on pourrait dire que c'est une question de civisme et de simple bon sens et, pour employer une expression médiatique, de responsabilité vis-à-vis des générations futures.

Il faut souligner que la prise en compte des impacts est une préoccupation relativement nouvelle dans la conception des aménagements en Afrique et que bien souvent il n'existe que peu de textes légaux réglementant ces aspects des projets.

Bien plus, on s'aperçoit que lorsque l'on dispose d'un cadre réglementaire minimum (réforme agraire et foncière, lois sur les eaux et forêts, codes forestiers ou autres), il reste peu appliqué. Cependant, les choses changent et de nombreux pays africains se dotent de procédures d'études d'impact précises et votent des textes qui en rendent l'application obligatoire (Bénin, Ghana par exemple).

La démarche préconisée est presque partout la même et c'est celle que nous conseillerons dans le cadre de ce document :

- connaître l'état initial du milieu et situer le projet dans ce contexte.
- analyser les conséquences .
- prévoir des mesures compensatoires et les intégrer à la conception et au financement du projet .
- débattre de la pertinence du projet au regard des différentes contraintes ou alternatives et énoncer des recommandations pour assurer le suivi du projet et en contrôler l'évolution.

En effet, les milieux naturels dans lesquels on projette d'implanter un aménagement sont dans un équilibre plus ou moins stable qu'il convient de perturber le moins possible ou de restaurer après les travaux. Les bienfaits attendus d'un projet ne doivent pas être occultés par des conséquences trop fâcheuses sur le cadre de vie, auquel cas la tentative d'améliorer le niveau de bien-être des populations serait nulle, voire négative.

1.6.1.2. Le champ d'application de l'étude d'impact

En premier lieu, les effets du barrage et des aménagements qu'il commande devront être recherchés non seulement sur le court terme, mais aussi à plus longue échéance. Les conséquences immédiates du projet, souvent plus faciles à cerner, ne doivent en effet pas faire oublier les problèmes qui peuvent survenir parfois plusieurs années après la fin du chantier.

De même, on devra se préoccuper des effets de l'aménagement à trois niveaux : sur l'aménagement lui-même, sur sa proche périphérie et sur l'aval et l'amont.

A titre d'exemple, nous analyserons le cas du barrage d'Akossombo (Ghana) [48]. Bien qu'il s'agisse d'un grand barrage hydroélectrique, les conséquences de sa construction nous paraissent bien illustrer ce qui vient d'être exposé précédemment, notamment sur les impacts à long terme et très loin en aval.

Cet ouvrage a été réalisé en 1961 sur la partie la plus en aval de la Volta et il intercepte le drainage de 99,5% du bassin versant des Voltas (390 000 km²). La retenue en amont (le Lac Volta), très étendue, piège donc la majeure partie des sédiments entraînés par ces fleuves et il n'en arrive qu'une faible quantité au niveau du delta. Il y a par conséquent un déficit sédimentaire important par rapport à la situation antérieure à la réalisation de l'ouvrage.

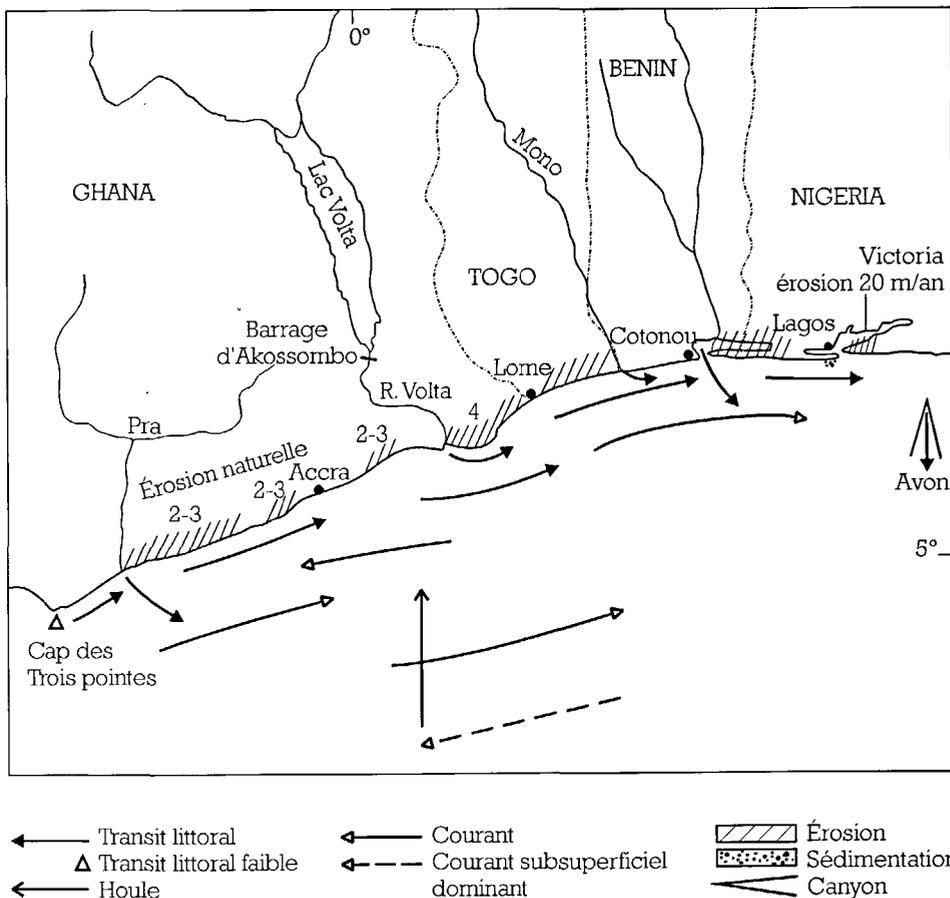


Figure 1.25 : Analyse régionale de l'érosion du Cap des Trois Pointes (Ghana) à Lagos (Nigeria) - Influence du barrage d'Akossombo (d'après Colins et al - 1983).

Notons par ailleurs qu'il existe le long des côtes du Golfe de Bénin un courant S.O.-N.E., appelé transit littoral, qui est généré par des houles arrivant obliquement sur la côte et elles-mêmes engendrées par les vents dominants de secteur S.O. (cf. figure 1.25).

Ce transit conduit à l'édification de flèches littorales s'étirant dans la même direction, à l'accumulation de sable à l'ouest des ouvrages portuaires (Lomé, Cotonou), ainsi qu'à des phénomènes d'érosion côtière très importants en certains points du littoral.

En fait, l'érosion côtière met en jeu des mécanismes assez complexes basés sur une alternance chargement-déchargement des vagues en sables et sédiments (quand elles sont déchargées elles creusent, quand elles sont chargées, elles déposent).

Le courant littoral déplace donc dans une direction O.E. des masses importantes de sable arraché par les vagues.

Des études ont montré que la portion de côte comprise entre les deltas de la Volta et du Niger est une succession de cellules de dérive littorale, chacune de ces cellules se composant d'une zone d'érosion, d'une zone de transport et d'une zone d'accumulation. Un point dur délimite chaque cellule. Par point dur on entend un site peu érodable d'origine soit naturelle (grèves en partie constituées de grès, au Ghana par exemple), soit artificielle (jetée de port le plus souvent).

Du point de vue environnemental, il va de soi que toute perturbation de l'équilibre sédimentaire, que ce soit par la rétention des sédiments venant du continent (à cause des barrages notamment) ou par l'introduction de nouveaux points durs, entraînera des conséquences difficilement contrôlables sur des portions relativement étendues du littoral.

L'édification du barrage d'Akossombo a donc provoqué ou tout au moins accéléré un recul généralisé du trait de côte à l'est de l'embouchure de la Volta. On voit donc que la réalisation de cet ouvrage a eu des conséquences très loin en aval et qui durent encore, plus de trente ans après la fin de sa construction.

Plus généralement, l'étude d'impact devra s'intéresser à un champ relativement vaste de conséquences possibles (d'après L. BORTOLI - [26]) :

- parasitisme pour l'homme, les animaux ou les plantes : les aménagements hydroagricoles, même modestes, entraînent bien souvent une recrudescence des maladies d'origine hydrique par exemple (paludisme, bilharziose, etc.) ;
- dégradation des sols (salinisation, érosion) ;
- diminution du potentiel faunique (destruction de la végétation et donc des biotopes, non remontée des poissons vers l'amont) ;
- submersion des meilleures terres par les eaux de la retenue ;
- diminution des ressources en bois de chauffe par les défrichements ou la submersion de forêts ;
- réduction ou suppression de la disponibilité en eau pour les populations situées en aval ;

- naissance ou aggravation de conflits liés à l'utilisation de l'eau du barrage (en particulier problèmes éleveurs nomades - sédentaires), à l'installation de nouvelles communautés ;
- transformation du système économique et social préexistant ;
- afflux incontrôlé de populations attirées par les retombées économiques de l'aménagement.

Cet aperçu, non exhaustif, de l'étendue du champ d'application de l'étude d'impact démontre bien qu'elle doit être conduite par une équipe pluridisciplinaire comprenant au moins un sociologue et un spécialiste du milieu naturel. L'équipe, tout comme les objectifs, devra être adaptée à l'importance de l'aménagement. Ainsi, pour de petits projets d'équipement rural positionnés sur des bas-fonds de taille modeste, on se préoccupera surtout de leurs conséquences sociales, celles-ci étant cependant liées, comme on l'a vu, à la conservation du cadre de vie et donc du milieu naturel en particulier.

1.6.2. Éléments de méthodologie de l'étude d'impact

L'étude d'impact doit être aussi exhaustive que possible. Elle reposera principalement sur une bonne appréhension des milieux naturels et anthropiques que l'on observera avec attention. On exploitera en particulier avec profit les enquêtes socio-économiques préalables (cf. tableau 1.4.). On évaluera aussi l'état de la végétation et de la faune qui sont de bons indicateurs de la situation de l'environnement avant l'aménagement et de la manière dont il pourrait se transformer par la suite.

Enfin, on cherchera à connaître l'évolution d'autres aménagements du même type situés dans un environnement similaire, afin d'éviter au moins les mêmes écueils.

Ces remarques étant faites, on peut proposer les trois étapes principales suivantes pour l'élaboration d'une étude d'impact (d'après [26]) :

- faire le bilan de l'état du milieu avant l'aménagement ;
- identifier et analyser ses effets prévisibles (positifs et négatifs) ;
- proposer des mesures pour la sauvegarde de l'environnement, les chiffrer et les intégrer au projet.

1.6.2.1. L'état du milieu avant aménagement

Les milieux dits « naturels » dans lesquels on est amené le plus souvent à intervenir en Afrique sont en fait très fortement influencés par l'homme depuis des millénaires. Il ne s'agit donc plus, à de rares exceptions près, de milieux primaires ou climatiques, mais ils présentent cependant des équilibres stables à de nombreux points de vue, que l'on ne doit remplacer que par des états aussi stables et si possible plus productifs [26].

Pour juger de ces états d'équilibre, on doit établir un diagnostic de la végétation, de la faune, du système hydrographique, etc. Par exemple, la diversité de la flore, l'abondance de variétés considérées comme caractéristiques de la flore primitive, la présence

d'espèces exigeantes, donnent des indications précieuses sur l'état de l'environnement. Pour apprécier cet état, une bonne référence peut être l'étude des forêts sacrées, présentes dans de nombreuses régions d'Afrique et dont l'intégrité est respectée depuis des siècles [26].

Par contre, une flore raréfiée et pauvre, une jachère généralisée, voire une désertification avancée traduisent une dégradation parfois ancienne des sols et de la végétation.

De la même manière, l'étude de la faune apporte des renseignements précieux : classification, dénombrement, fréquentation des points d'eau, etc. Dans le cas des barrages, on s'intéressera tout particulièrement à la réserve halieutique et ce pour deux raisons :

- c'est un maillon essentiel de la chaîne alimentaire et la présence de nombreuses espèces (d'oiseaux en particulier) dépend directement de son abondance ;
- les populations riveraines consomment très souvent le poisson qui constitue un apport non négligeable de protéines, et parfois même, leur mode de vie est entièrement tourné vers une culture de la pêche (Bozos du Mali par exemple).

Mais il convient également d'étudier le milieu anthropisé, c'est à dire sous influence directe de l'homme et de ses activités. En premier lieu, il faudra veiller à acquérir une bonne connaissance du contexte social et des systèmes de production. Il est nécessaire de s'intéresser aux éventuels groupes à déplacer mais aussi à ceux susceptibles de les accueillir sur leurs propres terroirs. Si des déplacements de populations sont indispensables, il est bien évidemment nécessaire d'en déterminer avec le plus grand soin les modalités.

En milieu agraire, il faut évaluer les potentialités des sols, et tout particulièrement lorsqu'un périmètre irrigué est envisagé à l'aval du barrage, mais aussi savoir quelle superficie sera noyée par la retenue.

Les questions économiques doivent aussi être examinées avec attention : quelles seront les conséquences de l'aménagement sur les circuits commerciaux locaux ? Existe-t-il des possibilités d'écouler les produits dans le cas d'un aménagement hydroagricole ?

Mais l'homme, on l'a vu, c'est également une problématique de santé. Comment faire face à la recrudescence des maladies d'origine hydriques ? Comment éviter que l'afflux de populations autour d'un aménagement n'accroissent les risques liés aux épidémies et aux pandémies ?

Tous ces problèmes doivent être analysés avec la plus grande attention et dans ces domaines particuliers, l'appui de spécialistes est évidemment vivement recommandée.

1.6.2.2. Analyse des effets de l'aménagement

Le principe de base à ce stade de l'étude d'impact est de recenser et d'analyser les conséquences prévisibles de l'aménagement. Sans prétendre à l'exhaustivité, on peut citer dans le cas d'un aménagement hydroagricole (d'après [26]) :

- les modifications du régime hydrique (irrigation - drainage) ;
- l'interruption totale ou partielle de l'écoulement de l'ancien cours d'eau avec la disparition ou la diminution des activités traditionnellement présentes à l'aval (pêche par exemple) ;
- la modification locale (d'importance limitée toutefois) des facteurs climatiques (vent, humidité, température...);
- les modifications du modelé de la surface par les travaux mécanisés : planage du périmètre, réseaux de canaux, de pistes et de routes, etc. ;
- la transformation d'une partie de la flore : défrichement et déboisement, intensification des cultures, introduction de plantes sélectionnées, plantation de brise-vent, plantations forestières, etc. ;
- la pollution chimique des eaux de surface et souterraines par l'utilisation d'engrais et autres produits phytosanitaires ;
- la modification des équilibres socio-économiques ;
- les problèmes de santé évoqués au paragraphe précédent.

L'importance de ces différents impacts dépend bien entendu de celles du cours d'eau sur lequel est placé l'aménagement et de l'aménagement lui-même. On a vu ainsi que dans le cas de grands barrages tel Akossombo, les conséquences peuvent parfois prendre des proportions inattendues.

Mais pour que l'étude d'impact soit complète, on ne doit pas se limiter aux effets évidents et immédiats, et il faut s'efforcer d'anticiper sur des conséquences difficilement prévisibles. La pertinence des remarques à ce niveau dépendra principalement de la connaissance du milieu géographique et humain de l'équipe chargée des investigations.

A titre d'exemple, l'afflux incontrôlé de populations dans la zone de l'aménagement fait partie des impacts qui, s'ils peuvent être prévus, n'en ont pas moins des développements parfois surprenants. Pour illustrer ceci considérons le cas de la plaine rizicole aménagée dans la vallée du Kou dans le sud-ouest du Burkina Faso [26].

Pour l'exploiter de manière rentable et rationnelle, on a fait appel à des agriculteurs pour partie originaires de régions voisines. Ils ont été installés et encadrés, mais ils ont amené avec eux des parents qui se sont installés autour du périmètre, dans des zones parfois prévues pour être protégées, ou tout au moins utilisées à d'autres fins que l'agriculture.

Par ailleurs, la richesse financière dégagée sur le périmètre a souvent été investie en bétail, dont la garde a dû être confiée à de nouveaux arrivants qui se sont trouvés dans la nécessité d'implanter aussi des cultures à la périphérie du périmètre pour se nourrir.

Ainsi, cet aménagement a vu se développer sur sa périphérie une ceinture d'aménagements « sauvages » qui s'est bien vite transformée en ceinture de désertification. Entre autres, de l'érosion est apparue qui menaçait le périmètre lui-même (ravines, envasement, etc.).

Toutes les modifications de l'état initial d'un milieu vont donc se répercuter comme on l'a vu sur l'amont et l'aval, mais aussi sur sa périphérie immédiate et sur l'aménagement lui-même. Il s'agira donc dans la troisième étape de l'étude d'impact de supprimer, réduire ou compenser les effets néfastes par des mesures appropriées, tout en soulignant bien sûr les aspects positifs et donc les avantages offerts par le projet.

1.6.2.3. Intégration au projet de mesures appropriées pour la sauvegarde et la protection de l'environnement - coût financier de ces mesures

L'étude doit donc présenter en premier lieu des dispositions pour supprimer les principales conséquences dommageables du projet. Les problèmes d'ordre sociologique (questions foncières par exemple) sont analysés au cas par cas et des mesures doivent être prises pour éliminer autant que faire se peut les sources de conflits.

S'il est difficilement envisageable de supprimer tous les effets néfastes du projet, il faut néanmoins prévoir des mesures compensatoires, par exemple : plantations d'arbres pour le bois de chauffe en remplacement des surfaces défrichées ; plantation de brise-vent pour compenser l'effet utile des arbres de l'ancien système agroforestier détruit ; implantation dans le barrage d'un système hydraulique permettant des lâchures qui assureront un débit minimum à l'aval ; installation d'échelles à poissons.

Mais il faut aussi se méfier des conséquences parfois perverses de ces mesures de compensation. Certaines d'entre elles peuvent en effet générer à leur tour des impacts nuisibles. On peut par exemple citer le cas du barrage de Nangbéto sur le fleuve Mono qui fait la frontière entre le Togo et le Bénin. Les lâchures provoquent de brusques remontées du niveau d'eau dans le système lagunaire situé près de l'embouchure et en particulier dans le Lac Togo, ce qui ne manque pas de poser un certain nombre de problèmes aux riverains.

Quoiqu'il en soit, l'ensemble des mesures envisagées doit être chiffré et intégré au devis estimatif. Une bonne étude d'impact doit montrer que le bénéfice attendu du projet reste intéressant malgré le surcoût entraîné par les nécessaires mesures de protection de l'environnement.

Bien entendu, les conclusions de l'étude peuvent aussi conduire le projeteur à envisager des variantes moins contraignantes. Finalement, c'est aussi l'un des buts principaux de l'étude d'impact que d'amener les concepteurs, les décideurs mais aussi les populations à une réflexion globale sur le projet et sa pertinence.

Enfin, il sera souvent judicieux de prévoir un protocole de suivi - évaluation du projet, particulièrement s'il est d'une taille notable. A long terme, c'est la condition indispensable pour une bonne gestion de l'aménagement et pour une prévention efficace des catastrophes. Là encore il sera salutaire d'associer les populations à cette démarche.

CHAPITRE 2

CONCEPTION DES ÉVACUATEURS DE CRUES ET OUVRAGES ANNEXES

PRÉAMBULE

Un barrage, s'il retient les écoulements, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles. Mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge car il aurait toute chance d'être gravement endommagé ou détruit. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé *évacuateur de crues*.

Il existe principalement deux types d'ouvrages destinés à jouer ce rôle : les évacuateurs de surface et les évacuateurs en charge.

1) *D'une manière générale, un évacuateur de surface est constitué :*

- d'un déversoir ou seuil au dessus duquel la lame d'eau peut s'écouler. Il se développe en général linéairement, mais il peut également être curviligne ;
- d'un chenal dans lequel débite le seuil. Son axe peut être parallèle au seuil (entonnement latéral) ou perpendiculaire à celui-ci (entonnement frontal) ;
- d'un coursier dont la pente est plus forte, permettant ainsi à l'eau de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière à l'aval ;
- d'un ouvrage dissipateur qui permet d'abattre l'énergie érosive de l'eau.

Il peut exister des cas où le déversoir de surface couvre la totalité du barrage. On parle alors de *barrages déversants*. Sur cette catégorie d'ouvrage, le talus aval, qui joue alors le rôle de coursier, doit être protégé en conséquence.

2) *Les évacuateurs en charge se partagent entre déversoirs-tulipes et siphons*

Le déversoir-tulipe, lorsqu'il est dénoyé, suit les mêmes lois de débit que les évacuateurs de surface. Dans les deux cas, l'eau aboutit à une conduite placée sous le barrage (tulipe) ou sur celui-ci en épousant son profil (siphon).

Ces dispositifs sont plutôt à réserver à des barrages de hauteur importante, bien qu'il existe des tulipes équipant des ouvrages de taille modeste. En outre, le risque est non négligeable de voir leur fonctionnement perturbé par des troncs apportés par les crues.

Ce chapitre s'attachera donc surtout à développer le thème des évacuateurs de surface, bien adaptés au contexte africain. Ils offrent en effet également une bien meilleure sécurité vis-à-vis des incertitudes de l'hydrologie, par rapport aux évacuateurs en charge. Toutes choses égales par ailleurs, le débit supplémentaire mobilisable grâce à la revanche est nettement plus grand avec ce type d'ouvrage.

Le premier paragraphe sera consacré à l'étude du laminage des crues, dont la prise en compte pour le calcul des déversoirs amènera bien souvent des économies substantielles sur ces organes essentiels pour la sécurité des barrages.

Une autre partie traitera des ouvrages annexes, principalement les conduites de prise et de vidange, dont la présence et la bonne utilisation conditionnent une exploitation optimale des retenues.

Enfin, on notera que la rédaction de ce chapitre est très orientée « barrages en terre » pour lesquels, en effet, la conception des évacuateurs et des ouvrages annexes s'avère la plus problématique. Les spécificités propres aux autres catégories de barrages (béton, maçonnerie, gabions) seront décrites ultérieurement (chap. 4 et 5).

2.1. LAMINAGE ET OPTIMISATION DES ÉVACUATEURS DE CRUES

Pour dimensionner un évacuateur, on doit procéder à deux opérations: déterminer la crue dont on veut protéger l'ouvrage et évaluer l'effet de laminage provoqué par la réserve sur cette crue. En effet, calculer un ouvrage évacuateur de telle manière qu'il puisse laisser passer la pointe de l'hydrogramme de la crue correspond à un surdimensionnement, notable la plupart du temps.

L'objet de ce paragraphe est donc de donner des méthodes d'évaluation du laminage et de montrer l'intérêt qu'il y a à le prendre en compte pour dimensionner les évacuateurs. Ainsi, le plus souvent, leur longueur pourra être réduite de manière significative, ce qui, bien évidemment, se traduira par un abaissement de leur prix, généralement très élevé dans un projet de barrage.

2.1.1 Description et principe de l'effet de laminage

La surface de la retenue étant relativement importante, une crue fait monter le plan d'eau depuis le N.N.E, au maximum jusqu'au P.H.E, constituant ainsi un volume tampon. On dit alors que la retenue lamine la crue. Le laminage sera d'autant plus important que la retenue sera étendue.

Autrement dit, pendant la crue de débit Q_c , si l'évacuateur permet l'écoulement d'un débit $Q_e < Q_c$, la différence $Q_c - Q_e$ sert à élever le niveau du plan d'eau, la baisse de ce plan s'effectuant après le passage de la crue. Ainsi un déversoir de capacité plus faible que le débit de pointe de la crue peut suffire à protéger le barrage de la surverse.

Description de l'effet de laminage (cf. figure 2.1).

Chronologiquement, le phénomène se déroule de la façon suivante :

- dans un premier temps, l'augmentation de l'épaisseur d'eau au dessus du seuil du déversoir provoque un stockage temporaire qui correspond au volume hachuré sous le pic ;
- dans un deuxième temps, ce volume supplémentaire d'eau retenue est déstocké progressivement (zone hachurée à droite). Le débit de pointe ($Q_{e\max}$) sur l'évacuateur est donc inférieur au débit de pointe de la crue $Q_{c\max}$.

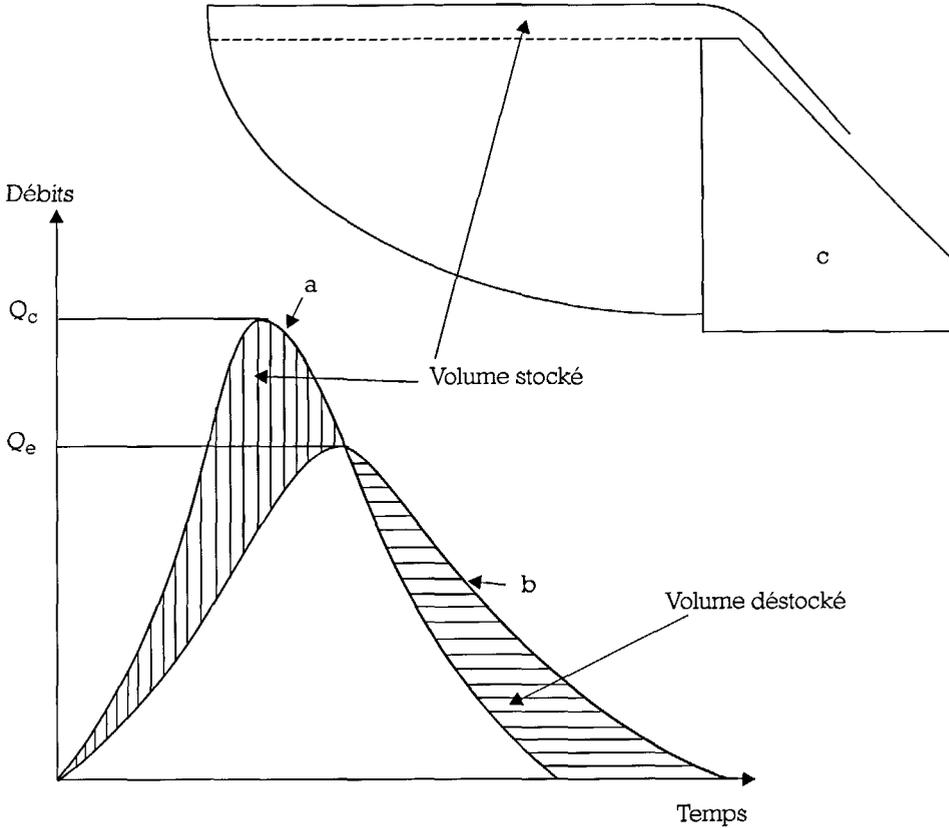


Figure 2.1 : Visualisation de l'effet de laminage
a: hydrogramme de crue à l'entrée de la retenue
b: hydrogramme de crue sortant à l'évacuateur
c: évacuateur vu en coupe

Prendre en compte l'effet de laminage revient à déterminer $Q_{e\max}$ à partir de $Q_{c\max}$.
A chaque pas de temps, on a l'égalité suivante :

$$\text{VOLUME STOCKÉ} = \text{VOLUME ENTRANT} - \text{VOLUME SORTANT}$$

Soit, si S désigne la surface du plan d'eau, Q_c le débit de crue entrant et Q_e le débit évacué par le déversoir:

$$S(z) \cdot \Delta z = Q_c(t) \cdot \Delta t - Q_e(z) \cdot \Delta t$$

lorsque $\Delta t \rightarrow 0$

$$S(z) \cdot dz = Q_c(t) \cdot dt - Q_e(z) \cdot dt$$

$$\frac{dz}{dt} = \frac{Q_c(t) - Q_e(z)}{S(z)}$$

$$\frac{dz}{dt} = \frac{Q_c(t) - Q_e[z(t)]}{S[z(t)]}$$

$$\frac{dz}{dt} = f[t, z(t)]$$

Cette équation différentielle est l'équation du laminage. La résoudre permet donc de déterminer $Q_{e\max}$ en fonction de $Q_{c\max}$. Mais elle ne peut s'intégrer analytiquement et un certain nombre de méthodes sont utilisées pour en approcher la solution :

- l'épure de Blackmore, simple mais laborieuse, à laquelle on peut néanmoins avoir recours, surtout si l'on est dépourvu de matériel informatique (cf. [4]) ;
- la méthode du coefficient x_v ou méthode E.I.E.R. - C.I.E.H. ;
- l'utilisation de logiciels dont le principe est de discrétiser la fonction f ;
- « Technique des barrages en aménagement rural » [4] propose également une méthode graphique par abaques.

Par souci de clarté et de concision, nous ne présenterons que la méthode C.I.E.H. - E.I.E.R., bien adaptée aux régions concernées par ce manuel, ainsi que le principe et les avantages de l'utilisation de logiciels. Les autres méthodes ne sont plus que rarement employées à l'heure actuelle. Notons également que dans les cas simples, le calcul de laminage peut aussi se programmer sur un tableur du type Excel.

2.1.2. Méthode du coefficient « x_v » ou méthode EIER-CIEH

On montre que les équations $Q_e = m.L.h\sqrt{2g.h}$ et $S(z).dz = Q_c(t).dt - Q_e(z).dt$ peuvent, après le changement de variables

$$Q_e = \sqrt{g.L^3}.Q \quad Q_c = \sqrt{g.L^3}.Q' \quad t = \frac{S}{(2m^2)^{1/3} \cdot \sqrt{g.L^3}}.T$$

se ramener à la relation suivante :

$$\frac{d(Q^{2/3})}{dT} + Q = Q'$$

Partant de cette équation, intégrée numériquement pour des hydrogrammes triangulaires et trapézoïdaux, les travaux de MM. GRESILLON, HERTER, LAHAYE et METRO [33] ont conduit à mettre en évidence le rôle d'un paramètre adimensionnel, appelé x_v , pour déterminer l'effet d'un laminage sur les crues schématisées par des hydrogrammes de ce type. L'effet de laminage peut être évalué sous la forme d'un coefficient β tel que :

$$\beta = Q_{e\max}/Q_{c\max}$$

Q_{cmax} étant le débit maximum de l'hydrogramme de la crue

Q_{emax} étant le débit maximum évacué.

On peut lire directement sur l'abaque de la figure 2.2. en fonction de $\log_{10} x_0$,

avec :

$$x_0 = \frac{m^2 \cdot g \cdot L_1^2 \cdot Q_{cmax} \cdot t_m^3}{S^3}$$

où: L_1 : Longueur approchée du déversoir (m)

S : Surface du plan d'eau (m^2)

$g = 10 \text{ m.s}^{-2}$

m : coefficient de débit de l'évacuateur

t_m : temps de montée des eaux (s)

Q_{cmax} : débit de pointe de la crue (m^3/s).

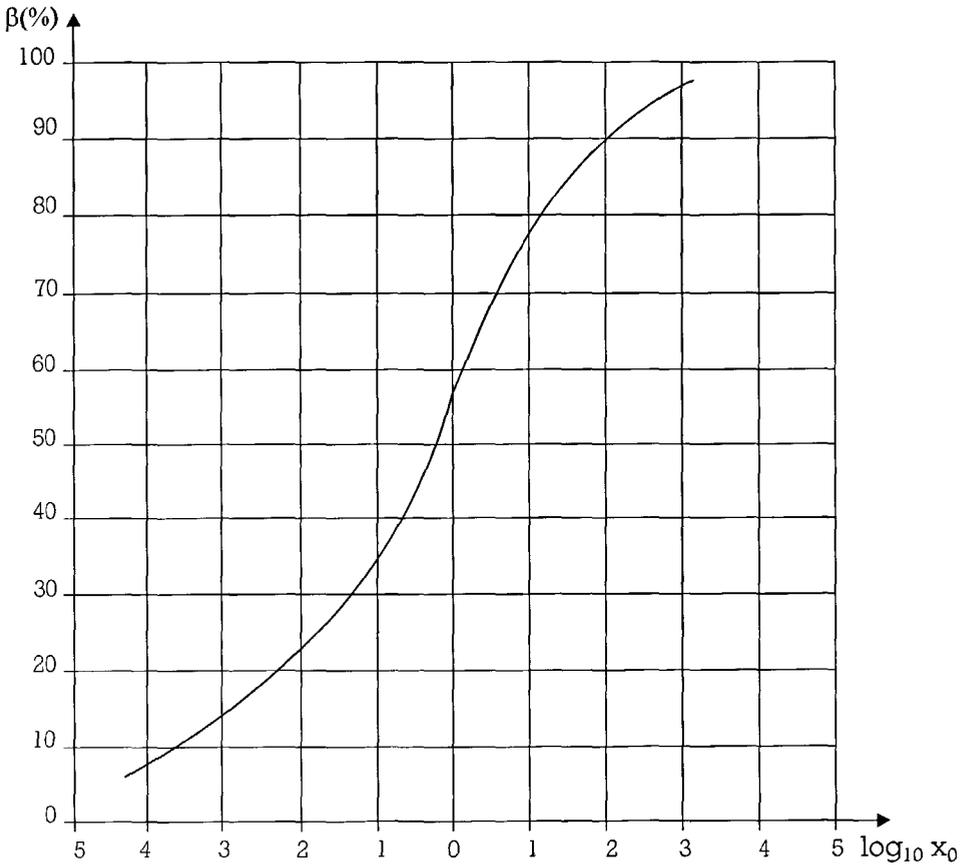


Figure 2.2 : Coefficient de laminage (d'après [33]).

Trouver $Q_{e \max}$ et L , longueur du déversoir, revient à résoudre le système suivant :

$$\begin{cases} \beta = Q_{e \max} / Q_{c \max} \\ Q_{e \max} = m \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \end{cases}$$

où h désigne la charge maximum sur le seuil ($h = \text{P.H.E.} - \text{N.N.E.}$).

Si l'on désigne par f la fonction qui relie $\log_{10} x_0$ à β , laquelle fonction est représentée sur la courbe de la figure 2.2, alors le système s'écrit :

$$\begin{cases} \beta = f \left[\log_{10} \left(\frac{m^2 \cdot g \cdot L^2 \cdot Q_{c \max} \cdot t_m^3}{S^3} \right) \right] \\ Q_{e \max} = m \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \end{cases}$$

Si h est fixée, il s'agit alors d'un système de deux équations à trois inconnues ($\beta, L, Q_{e \max}$) que l'on résoudra par itération.

Ainsi, pour calculer la longueur d'un déversoir, on procédera de la manière suivante :

- On calcule L_1 sans tenir compte de l'effet de laminage :

$$Q_{c \max} = m \cdot L_1 \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

$$\text{donc } L_1 = Q_{c \max} / (m \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h})$$

- On calcule x_{01} :

$$x_{01} = \frac{m^2 \cdot g \cdot L_1^2 \cdot Q_{c \max} \cdot t_m^3}{S^3}, \text{ puis } \log_{10} x_{01}$$

on obtient sur l'abaque : $Q_{e \max} / Q_{c \max}$, donc $Q_{e \max} = \beta_1 \cdot Q_{c \max}$

$$\text{et donc } L_2 = \beta_1 \cdot Q_{c \max} / (m \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h})$$

- On recommence avec L_2 :

$$\text{on calcule } x_{02} = \frac{m^2 \cdot g \cdot L_2^2 \cdot Q_{c \max} \cdot t_m^3}{S^3}, \text{ puis } \log_{10} x_{02};$$

on obtient β_2 sur l'abaque et $L_3 = \beta_2 \cdot Q_{c \max} / (m \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}) = \beta_2 L_1$ et ainsi de suite par itérations successives, jusqu'à obtenir une valeur convergente de L .

Cependant, les schémas utilisés dans ce type de modélisation ont une validité limitée dans le cas de très forts laminages. En effet, lorsque le débit trouvé Q_{em} est inférieur à la valeur Q définie dans l'hydrogramme

$$\left(Q = \frac{2 \cdot Q_{max10}}{\alpha_{10}} \cdot \frac{T_{b10} - \alpha_{10} \cdot T_{m10}}{T_{b10} - 2T_{m10}}, T_{m10} \text{ et } T_{b10} \text{ désignant les temps de montée et de}$$

base de l'hydrogramme et α_{10} le coefficient de pointe (Cf. méthode ORSTOM), où commence la décroissance moins rapide du débit de la crue, on surestime l'effet de laminage (d'après [33]).

On donne sur l'abaque suivant les limites de validité de la méthode du x_0 . Lorsque $b = Q_{emax}/Q_{cmax}$ trouvé est inférieur à la valeur Q/Q_{cmax} donnée par l'abaque, il y a lieu d'être très prudent quant à la valeur Q_{emax} trouvée. C'est en fait relativement rare.

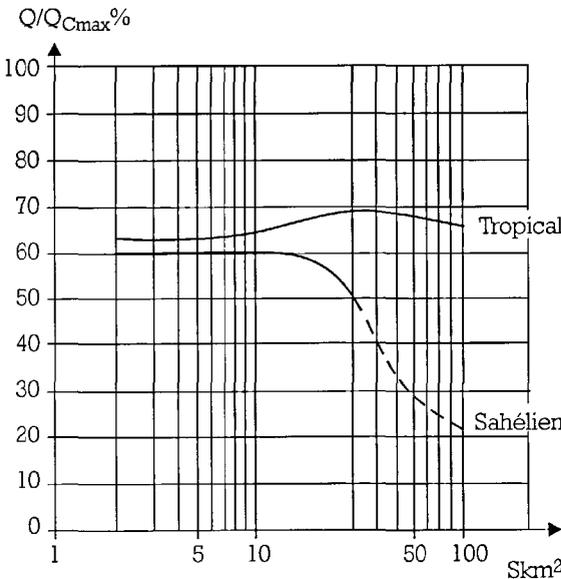


Figure 2.3 : Abaque de validité de la détermination de l'effet de laminage basée sur l'hydrogramme schématique triangulaire (d'après [33]) - A la différence du graphique tracé à l'origine par les auteurs, nous avons représenté en pointillé la zone où $Q/Q_{cmax} < 50\%$, selon les remarques énoncées au paragraphe 2.1.4.

2.1.3. Utilisation de logiciels

On peut déterminer et visualiser l'effet de laminage grâce à un logiciel tel que CERES, développé par le CEMAGREF. Son principe est de résoudre l'équation $\frac{dz}{dt} = f[t, z(t)]$ après discrétisation par la méthode de Runge-Kutta. L'objet de ce manuel n'est pas de développer de tels calculs, aussi on se bornera à illustrer ce paragraphe par un exemple de résultat obtenu par calcul CERES. Les données nécessaires sont les caractéristiques du ou des évacuateurs, la courbe hauteur-volume (ou hauteur-surface) de la retenue et l'hydrogramme de la crue (débit de pointe, temps de base, temps de montée, etc.).

Le graphique suivant a été tracé avec ce programme. On peut y lire que le débit maximum de la crue est de $35 \text{ m}^3/\text{s}$. Après calcul on lit le débit calculé sur la courbe laminée: $18 \text{ m}^3/\text{s}$. La courbe du bas décrit l'évolution de la charge sur le déversoir en fonction du temps.

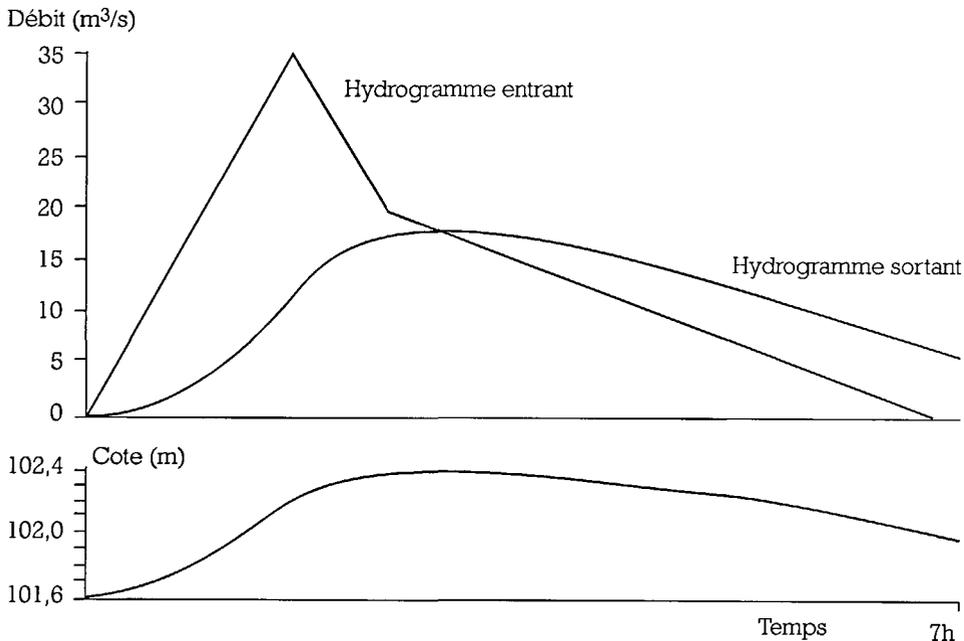


Figure 2.4 : Calcul CERES de l'effet de laminage.

2.1.4. Prise en compte du laminage de la crue pour le calcul des évacuateurs

Très souvent, les concepteurs de petits barrages en Afrique préfèrent choisir des déversoirs de surface dimensionnés avec une faible lame déversante, un des arguments avancés pour un tel choix étant que ce dispositif présente une bonne sécurité vis à vis des incertitudes de l'étude hydrologique. Cette solution ne permet pas de bénéficier d'un laminage important car le volume stocké est alors très faible et elle conduit à des déversoirs avec des seuils très longs, calculés pour une charge maximale qui en général ne dépasse pas 0,50 m.

Nous allons dans ce qui suit donner l'exemple d'une étude comparative de plusieurs longueurs déversantes appliquée à un cas concret de déversoir de surface linéaire. Cette étude a été menée à l'aide du logiciel CERES. Les caractéristiques de l'ouvrage et du bassin versant sont les suivantes :

Surface du bassin versant :	$S' = 35 \text{ km}^2$
Crue centennale :	$Q_{\text{max}} = 40 \text{ m}^3/\text{s}$
Temps de montée :	$t_m = 8 \text{ h}$
Temps de base :	$t_b = 30 \text{ h}$
Cote seuil déversant :	99,50 m
Surface du plan d'eau normal :	$S = 50 \text{ ha}$
Volume d'eau normal :	$V = 660\,000 \text{ m}^3$

Nous avons calculé l'effet du laminage pour diverses longueurs de seuil.

Tableau 2.1 : Étude comparative du laminage.

Longueur du seuil	50 m	40 m	35 m	30 m	25 m
Q_{max} laminé	32,7	31,2	30,1	28,9	27,0
Charge maxi	0,51	0,58	0,62	0,67	0,72
Coeff. de laminage	82 %	78 %	75 %	72 %	67 %

Le laminage a donc un effet significatif sur le débit passant au déversoir, effet d'autant plus marqué que la charge maximum admise sur le seuil est plus importante.

Si l'on considère maintenant une crue dont le temps de base et le temps de montée seraient identiques, mais dont le débit de pointe serait augmenté de 50 % (soit $60 \text{ m}^3/\text{s}$), on calcule que la charge supplémentaire induite au niveau du seuil sera de 0,17 m pour le déversoir de 50 m et de 0,22 m pour le déversoir de 25 m, soit des valeurs tout à fait comparables. En effet, le laminage supplémentaire compense la moindre longueur du déversoir. On montre donc que, compte tenu du laminage, on dégrade peu la sécurité vis à vis des incertitudes de l'hydrologie lorsqu'on passe d'un déversoir long à très faible charge à un déversoir plus court à charge plus élevée.

Dans l'exemple ci-dessus, il convient donc de comparer un gain de 50 % sur la longueur du déversoir avec une augmentation de la hauteur de digue de 0,20 m et un léger renforcement des dispositifs de dissipation d'énergie.

Et, très souvent, on pourra constater que le poids respectif des différents postes dans le prix total de l'ouvrage amène nettement à choisir la solution d'un déversoir plus court.

Cependant, il faut rester prudent sur des résultats trop optimistes. Il peut par exemple y avoir des crues longues et aplaties, avec des volumes très élevés, qui se laminent mal. Nous recommandons donc, si le rapport $Q_{\text{projet}}/Q_{\text{cmax}}$ est favorable (< 75 % environ), d'être très vigilant, et de bien étudier le laminage pour divers types de crues. En tout état de cause, on ne doit pas prendre en compte des coefficients de laminage inférieurs à 50 %.

Ces remarques étant faites, la question du laminage mérite cependant d'être examinée avec soin dans la plupart des projets.

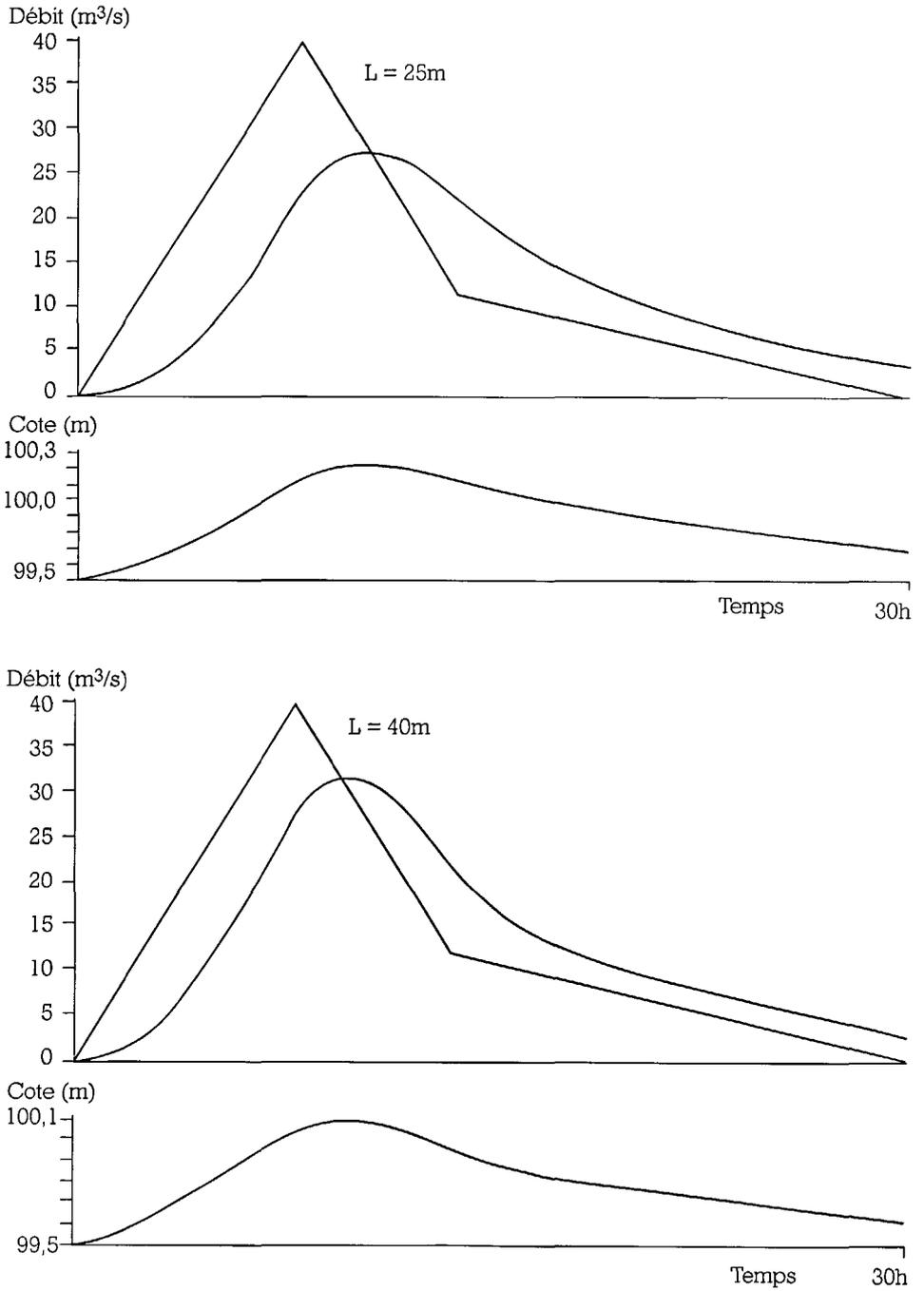


Figure 2.5 : Comparaison d'effets de laminage pour différentes longueurs de déversoirs (calcul .CERES).

2.2. CHOIX DU TYPE D'ÉVACUATEUR

Le choix du type d'évacuateur, de son emplacement et son dimensionnement sont des questions essentielles dans la conception d'un barrage, car sa sécurité et sa longévité en dépendent.

Dans la plupart des régions d'Afrique, les débits de crue peuvent atteindre des valeurs considérables. Si l'on a vu au paragraphe précédent que la prise en compte de l'effet de laminage permet souvent de dimensionner les déversoirs au plus juste, il n'en reste pas moins que la plupart du temps le choix s'orientera vers des évacuateurs de surface. Les tulipes ou les siphons, que l'on citera pour mémoire, sont en outre très vulnérables face aux risques élevés de transports de corps flottants.

Quel que soit le dispositif adopté, il résultera de toute façon de compromis : entre la sécurité vis à vis des risques hydrologiques et l'enveloppe financière allouée au projet, entre les activités à l'aval et son implantation au sein du barrage, etc. Rappelons également qu'il existe deux types d'entonnement, frontal et latéral, selon que l'eau garde sa direction après franchissement du seuil ou emprunte une trajectoire perpendiculaire.

2.2.1. Les évacuateurs à surface libre

2.2.1.1. Les déversoirs-poids en béton (ou en maçonnerie)

C'est un type de déversoir de surface à entonnement frontal très fréquemment employé en Afrique. Il est conçu à la manière d'un barrage-poids (cf. chapitre 4) à seuil Craeger ou pseudo-Craeger, posé sur la fondation.

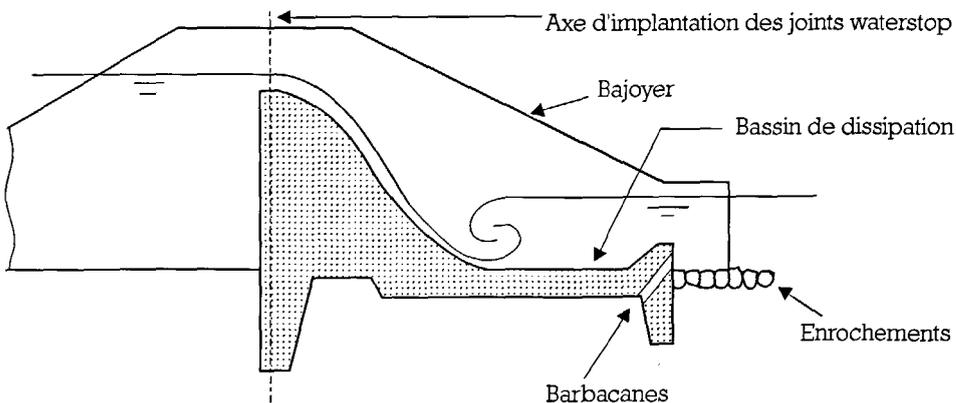


Figure 2.6 : Schéma d'un déversoir-poids en béton à profil Craeger.

Il est en général enchâssé dans la partie centrale du remblai, auquel cas il restitue directement les débits dans le lit mineur via un bassin de dissipation partiellement intégré dans le profil du barrage. A chacune des extrémités, un bajoyer vertical en béton armé sépare le

Photo 2.1 : Déversoir-poids en béton cyclopéen à profil trapézoïdal.



Photo 2.2 : Barrage de Tia (Burkina Faso) ; déversoir-poids en béton à profil Craeger ; remarquer les nombreuses fissures et les problèmes de reprise de bétonnage ; noter également au second plan les gros arbres qui ont envahi le remblai.

déversoir du remblai. La figure 2.6 résume ces dispositions. Du point de vue constructif, on se conforme en général aux prescriptions techniques classiques pour la réalisation des barrages-poids en béton conventionnel, qui seront exposées au chapitre 4.

Cette technique est bien maîtrisée et le bon comportement des ouvrages anciens réalisés ainsi montre qu'elle est sûre et efficace. Par contre, elle exige des volumes de béton importants surtout si on limite la charge sur le seuil, ce qui conduit à augmenter la longueur.

2.2.1.2. *Forme simplifiée de déversoir à entonnement frontal et inconvénients*

Le souci d'économie a parfois conduit à déplacer le déversoir vers les rives afin d'en diminuer les dimensions, tout en gardant les mêmes principes de conception du seuil, ou parfois même à rejeter le déversoir complètement à une extrémité de la digue en creusant un simple chenal sur la cuirasse latéritique. Le départ du chenal n'est marqué que par une poutre en maçonnerie ou un alignement de gabions et parfois même par aucun dispositif particulier. Un épi de protection en remblai compacté disposé perpendiculairement au barrage évite le retour des eaux vers le pied aval.

Ces solutions présentent un inconvénient majeur : l'érosion régressive se développe inévitablement dans le chenal en aval du seuil en partant du point de jonction avec le lit aval du marigot et en remontant plus ou moins rapidement vers l'axe du barrage (cf. photo n° 2.3). Pour rejoindre le lit mineur, le chenal présente en effet une pente qui est de l'ordre de la pente



Photo 2.3 : Phénomène d'érosion régressive dans un chenal non revêtu placé à l'aval d'un déversoir frontal rejeté en rive

transversale des versants, soit souvent supérieure à 1 %, et en tout cas presque toujours supérieure à la pente limite d'arrachement des matériaux du sol, surtout lorsque ceux-ci sont fins. Des dispositifs de protection par ligne de gabions pourront retarder le phénomène, mais en aucun cas le stopper. La cuirasse latéritique, lorsqu'elle existe, ne résiste pas non plus à l'épreuve du temps, car les couches sous-jacentes sont sous-cavées et la cuirasse se casse par plaques.

En zone soudano-sahélienne, la quasi-totalité des évacuateurs réalisés sur ce principe ont connu des érosions régressives parfois spectaculaires (on peut citer la ravine du barrage de Mogtédou au Burkina Faso : 1 km de long, 100 m de large, 5 m de profondeur). Ce choix, même s'il représente une économie à court terme, exigera des travaux de réhabilitation parfois plus coûteux qu'un déversoir-poids. Ils devront pourtant être entrepris sous peine de voir le barrage détruit à brève échéance (les ravines progressent en effet parfois de plusieurs dizaines de mètres en quelques heures).

Nous recommandons donc formellement *seulement deux alternatives* pour l'implantation du déversoir à entonnement frontal sur les petits barrages :

- en position centrale, il restituera les eaux directement au droit du lit mineur, via un coursier et un bassin de dissipation ;
- en position latérale, généralement rejeté en rive; il faudra alors protéger totalement le chenal jusqu'à la jonction avec le lit mineur où l'on devra également dissiper l'énergie érosive de l'eau. La protection pourra être réalisée en béton, en enrochements, libres ou maçonnés, ou en gabions.

Bien entendu, dans les deux cas le coût de l'ouvrage n'aura rien à voir avec celui des solutions sommaires décrites précédemment, mais ces précautions sont indispensables pour assurer au barrage une durée de vie correcte, en rapport avec l'investissement consenti.

2.2.1.3. Les déversoirs à entonnement latéral

Le critère de choix de ce type d'ouvrage est essentiellement topographique. En effet, si les versants sont à forte pente, un déversoir à entonnement frontal suppose des volumes de béton importants. Le déversoir à entonnement latéral, situé en rive et dont l'axe longitudinal est parallèle à celui de la vallée, occupera une emprise notablement plus réduite (cf. photo n° 3.2).

Cependant, il faudra prévoir un coursier relativement long pour restituer les eaux dans le lit mineur et éviter ainsi l'érosion. Ce problème peut être tourné si l'on a l'opportunité de placer le déversoir sur un col, l'entonnement sera alors le plus souvent frontal, ce qui permet le déversement dans une vallée voisine. Ainsi, si la topographie l'autorise, le coursier peut être plus réduit et de plus, en cas de crue exceptionnelle, les éventuels affouillements ne menacent pas directement le barrage.

Mais les conditions topographiques favorables au choix d'un tel ouvrage sont relativement rares en Afrique occidentale et centrale. Elles ne seront bien souvent réunies qu'en zone de montagne ; des déversoirs à entonnement latéral ont ainsi été construits dans le Fouta Djallon en Guinée.

Du point de vue constructif, ce sont aussi des évacuateurs en béton, dont le seuil débite dans une « boîte » aux parois verticales en béton armé, qui est raccordée au coursier. L'axe du coursier est ainsi parallèle au seuil.

2.2.1.4. Le déversoir en béton armé de type « bec de canard »

En fait, les deux solutions évoquées aux 2.2.1.1. et 2.2.1.3. reviennent très cher dès que la hauteur de la retenue dépasse quelques mètres. Dans le premier cas, le déversoir-poids posé sur la fondation implique l'emploi de volumes de béton parfois considérables. Dans le second, le seuil étant très excentré, le chenal protégé devra être très long afin de raccorder l'écoulement au lit mineur. Il paraît donc souhaitable de rechercher des économies, non pas, on l'a vu, en décalant l'évacuateur en position latérale, mais en choisissant des solutions où il est posé non sur la fondation, mais à même le remblai dont il épouse plus ou moins la forme générale.

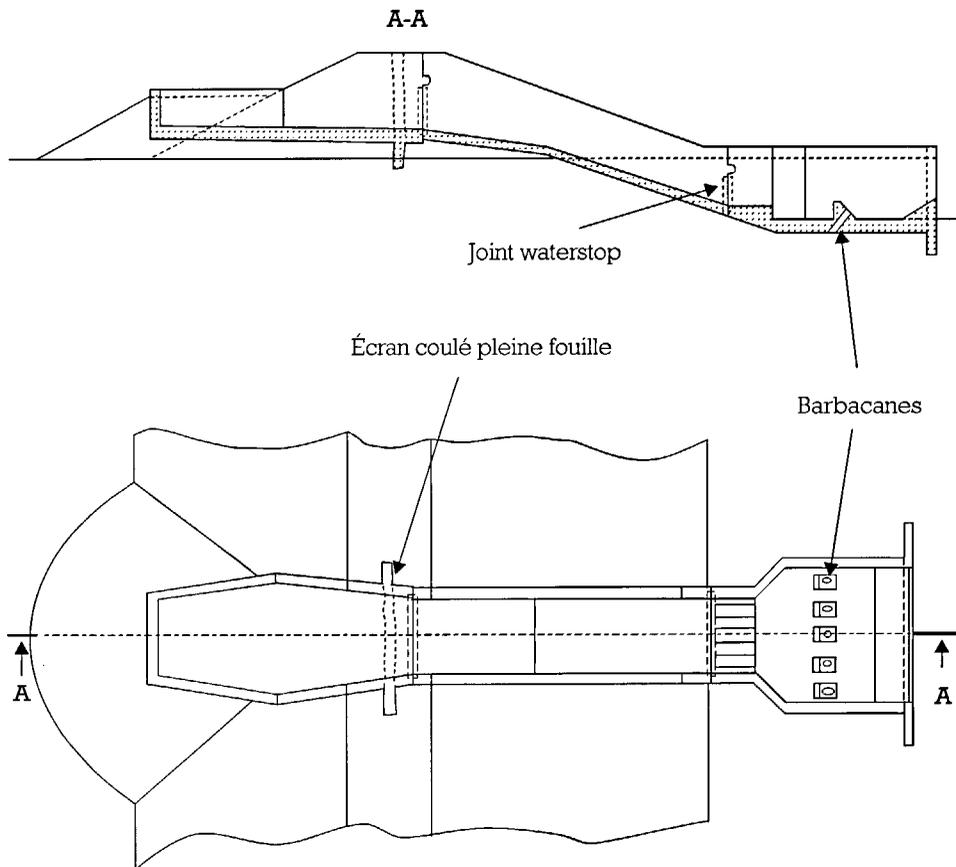


Figure 2.7 : Schéma en coupe et vue de dessus d'un déversoir de type « bec de canard ».

Parmi ces solutions, le « bec de canard », qui n'est qu'une variante du déversoir à entonnement latéral (en fait il est mixte, « un peu frontal et beaucoup latéral ») est constitué d'un seuil présentant une partie curviligne, généralement semi-circulaire, et deux parties rectilignes de chaque côté (cf. photo n° 2.4). Mais, pour simplifier la mise en œuvre, on peut aussi concevoir des seuils qui se développent en plan selon trois cotés d'un rectangle allongé (cf. figure 2.7).



Photo 2.4 : Déversoir « bec de canard » du barrage de Lumbila (Burkina Faso).

Dans un cas comme dans l'autre, ce seuil constitue la partie supérieure d'une «boîte» dans laquelle le matelas d'eau permet d'amortir l'énergie de chute. Le débit transite ensuite dans un coursier en béton posé sur le talus aval de la digue et dont la pente permet de rejoindre le pied aval du barrage où un dispositif de dissipation d'énergie restitue le débit dans le lit mineur du marigot.

Ces ouvrages en béton armé peuvent admettre sans problème des charges de 1 m voire de 1,5 m. L'écoulement pourra par ailleurs être amélioré en donnant une forme arrondie à la partie supérieure du seuil (comme sur la photo n° 2.4). Bien sûr, l'adoption de charges aussi importantes devra être mise en balance avec la surélévation du remblai qu'elle suppose. Mais très souvent, le « bec de canard » pourra représenter une alternative financièrement intéressante. Dans le cas de débits à évacuer relativement élevés, il peut être judicieux de le concevoir comme un déversoir primaire destiné à évacuer les crues les plus fréquentes. On prévoira alors un déversoir secondaire, plus sommairement protégé, pour évacuer les crues de fréquence rare. On pourra par exemple profiter d'un col naturel situé en bord de cuvette qui, moyennant quelques

aménagements, constituera un déversoir latéral peu exposé à subir des dégâts majeurs, puisqu'il ne fonctionnera que lors de crues exceptionnelles.

Un autre argument en faveur de ce type de déversoir est la possibilité d'adapter facilement par dessus le coursier un ouvrage de franchissement. En effet, étant donnée la géométrie de la structure, le coursier reste relativement étroit, et ce même si la longueur déversante est importante. On disposera alors des poutres ou une dalle en béton armé à la partie supérieure des bajoyers. Si la crête du barrage est destinée à la circulation, un tel choix peut donc conduire à des économies notables.

2.2.1.5. Déversoir en perré traité au mastic bitumineux

Des barrages avec une partie centrale déversante recouverte d'un perré traité au mastic bitumineux existent déjà aussi bien en Afrique qu'en France (et ailleurs dans le monde). C'est une technique datant de plusieurs dizaines d'années, appliquée jusqu'alors essentiellement sur des barrages de faible hauteur. On possède donc un recul suffisant pour juger de la pérennité des ouvrages et bien connaître les problèmes relatifs à cette technique. Une étude de barrages de ce type réalisés en France a été conduite conjointement par le CEMAGREF (division Mécanique des sols Antony) et la Société SHELL BITUMES en 1989. Cette étude comporte en particulier des analyses chimiques pour juger du vieillissement des bitumes dans leurs conditions d'emploi en talus de barrages et une analyse du comportement de chaque ouvrage. Succinctement, les résultats font état d'un bilan tout à fait satisfaisant [14].

En Afrique de l'Ouest, deux barrages au moins ont été à notre connaissance réalisés suivant cette technique : Frondobo et N'Guessankro en République de Côte d'Ivoire, dans la Préfecture de Bouaké. Ils ont été construits tous deux en 1962. Le barrage de Frondobo est très bien décrit en référence [2] à laquelle nous empruntons le schéma et les extraits suivants:

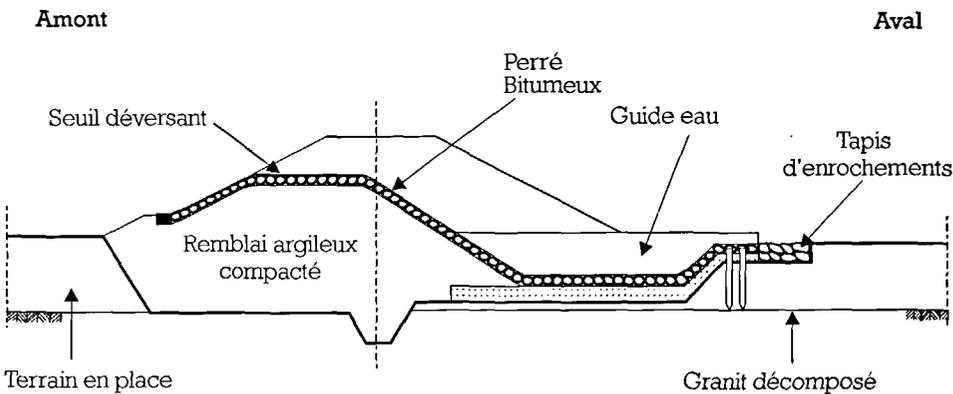


Figure 2.8 : Coupe du déversoir du barrage de Frondobo (Cote d'Ivoire) - Extrait de [2].

«D'une longueur horizontale de 15 m, le déversoir est du type seuil épais constitué par un revêtement de 33 cm d'épaisseur en perré bitumineux reposant directement sur le remblai du corps de digue. Le parement aval du déversoir est penté à 2 (V)/3 (H) et est revêtu comme le seuil proprement dit. Un bassin de dissipation de 6,00 m de longueur prolonge le talus aval. D'une profondeur de 1,20 m, son fond est réalisé en perré bitumineux reposant sur 0,50 m de filtre et ses faces latérales (guide-eau et appuis des raccordements) en béton ordinaire de 0,80 m d'épaisseur. Il est suivi en aval par un tapis d'enrochements de 2,00 m de longueur sur 0,50 m d'épaisseur. Les raccordements du seuil submersible à la crête de la digue sont assurés par des talus à 1/1 également revêtus de perré bitumineux».

Le comportement du déversoir analysé six ans après sa construction (soit en 1968) par SOGETHA était jugé satisfaisant hormis les points suivants :

- un envahissement par la végétation (en particulier dans le bassin de dissipation) ;
- un léger « coulage » du mortier bitumineux sur les talus pentés à 1/1.

Visité à nouveau en 1986 (rapport de M. J. COULAND du L.N.B.T.P. d'Abidjan), les remarques à son sujet sont restées à peu près les mêmes. On peut donc noter à partir de toutes ces observations que, malgré un manque d'entretien notoire, la zone déversante recouverte d'un mastic bitumineux s'est relativement bien comportée au cours des 30 dernières années et que les quelques dégradations constatées six ans après la construction n'ont que peu évolué par la suite.

C'est donc une solution qui peut s'avérer sûre du point de vue technique, même sous les climats tropicaux (on n'a cependant pas d'exemple en zone sahélienne). Bien entendu, sa mise en œuvre suppose que l'on possède le matériel adéquat et en particulier une centrale à bitume. En outre, c'est une option qui peut être tout à fait viable économiquement car elle ne consiste finalement qu'en la pose d'une carapace de protection en surprofil du remblai.

Dans le même ordre d'idée, on peut d'ailleurs concevoir cette carapace en béton : on coule une dalle de béton armé par dessus la crête, le talus aval et on la prolonge par le radier du bassin de dissipation. Cette technique, adoptée notamment sur un certain nombre de barrages anciens, est d'un coût non négligeable, mais peut être compétitive par rapport à un déversoir-poids. Concernant les dispositions constructives, il convient cependant de noter qu'un certain nombre de problèmes liés aux joints doivent être examinés avec attention (joints waterstop, joints de dilatation). En complément, on pourra aussi consulter la référence [62] consacrée aux évacuateurs de crue rustiques.

Pour conclure, et en guise de recommandations techniques, on empruntera à la référence [2] les points suivants :

«1 - La pose du perré bitumineux (33 cm d'épaisseur) devrait se faire sur une couche filtrante avec exécution, au travers du revêtement, de véritables éjecteurs permettant l'annulation des sous-pressions éventuelles.

2 - Le revêtement du talus amont à l'aide d'enrobé de faible épaisseur serait à remplacer par un véritable perré rejointoyé et couvert de bitume.

3 - La pente à 2/3 du parement aval du déversoir et celle à 1/1 des raccordements à la digue proprement dite semblent trop fortes et le bitume a une légère tendance à couler. Une pente à 1/2 ne devrait pas être dépassée.

4 - La technique des bitumes devrait permettre de plus en plus d'obtenir des qualités de matériau telles que le vieillissement ou la tenue à la chaleur soient très nettement améliorés et, par suite, faire disparaître toutes réserves généralement formulées par le projeteur quant à l'emploi des matériaux bitumineux en Afrique occidentale.»

2.2.1.6. Les déversoirs en gabions

L'utilisation de gabions dans la partie déversante des barrages est courante en Afrique. Elle conduit à des ouvrages qui allient très souvent une bonne fiabilité à une simplicité d'exécution et un coût très compétitif. Cependant, simplicité ne signifie pas manque de rigueur et il est important, pour cette technique comme pour les autres, de se conformer scrupuleusement aux règles de l'art en la matière. A ce propos, le chapitre 5 du présent manuel sera entièrement consacré à la conception des structures en gabions, et nous ne nous étendrons donc pas davantage sur ce sujet dans ce paragraphe.

Simplement, le choix des concepteurs peut être guidé vers cette solution dans la mesure où elle offre une bonne adéquation avec les conditions socio-économiques africaines. En effet, une main d'œuvre nombreuse, peu qualifiée mais bien encadrée, pourra construire des ouvrages en gabions relativement importants, et si l'on implique les populations concernées par leur réalisation, on facilitera par là-même leur appropriation. L'entretien ultérieur, toujours hypothétique, aura de meilleures chances de s'en trouver amélioré.

2.2.1.7. Les déversoirs-voiles en béton armé

Placés en position centrale, ils constituent des solutions tout à fait viables pour des hauteurs de barrage relativement modestes. Succinctement, ils sont constitués d'une voile en béton armé qui s'appuie sur des contreforts, le tout reposant sur une dalle qui se prolonge pour former un bassin de dissipation. Pour de petits ouvrages on peut prévoir simplement un mur vertical, ou de fruit aval réduit, solidaire de la semelle (cf. 2.3.3.4).

Les volumes de béton sont donc plus faibles que dans le cas du barrage-poids, mais la réalisation est plus délicate. Pour plus de détails, on se reportera au paragraphe du chapitre 4 consacré aux barrages à contreforts, dont ce type d'évacuateur ne constitue qu'une variante particulière.

2.2.2. Les évacuateurs en charge (pour mémoire)

2.2.2.1. Le déversoir-tulipe

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surface linéaires en écoulement dénoyé. Lorsqu'il est noyé, il se comporte comme un orifice à veine moulée (d'après [4]).

Le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire. Il se prolonge par un puits suivi d'une galerie ou d'une conduite. Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent de grands barrages.

2.2.2.2. Le siphon

Le principe de fonctionnement du siphon est l'amorçage automatique par l'élévation du plan d'eau. Le débit est proportionnel à la différence de cote entre la retenue et le niveau de restitution en aval du barrage, élevée à la puissance $\frac{1}{2}$ (d'après [4]). Notons aussi que l'idée du siphon est applicable à la conception d'un ouvrage de prise (cf. 2.4.)

Mais plus encore que la tulipe, c'est un dispositif très sensible aux risques d'obturation par des corps flottants. Son nettoyage est envisageable, mais bien peu compatible avec l'isolement de la plupart des petits barrages en Afrique.

2.2.3. Les évacuateurs vannés

2.2.3.1. Les déversoirs souples gonflables

Très souvent, sur des barrages en service, on se trouve confronté à une augmentation des besoins en eau. Grande est alors la tentation de rehausser le seuil de l'évacuateur pour gagner de la capacité. Cependant, cette modification implique une diminution de la revanche et donc de la sécurité du barrage. On peut donc penser à installer des seuils fusibles ou « effaçables ».

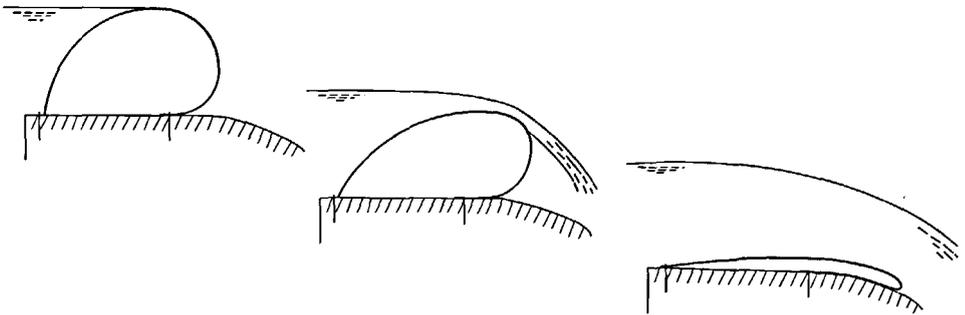


Figure 2.9 : Principe de fonctionnement des barrages souples (extrait de [34]).

Si les hausses renversables de type « Hydroplus » sont difficilement envisageables sur la plupart des petits barrages, il pourrait par contre être judicieux de proposer la rehausse par boudin gonflable, procédé peu employé en Afrique pour l'instant, mais qui bénéficie déjà de l'expérience de plusieurs centaines d'ouvrages dans le monde. On peut cependant citer le cas du seuil de Goudel à Niamey sur le Niger, construit en 1983 - 84 pour relever le niveau du fleuve. Malheureusement, il a été démonté à la fin des années 80, pour être remplacé par un système d'écluses. On ne dispose donc pas d'un temps d'expérimentation assez long pour juger de la bonne tenue du procédé dans la région soudano-sahélienne (réaction aux UV en particulier). Néanmoins cette solution mériterait d'être testée sur d'autres sites.

a) Principe de fonctionnement (d'après [34])

Ils sont constitués d'une membrane souple en élastomère armé fixée sur le seuil en béton et gonflée à l'air ou à l'eau. Elle s'oppose à la poussée de l'eau, sans fléchir grâce à la contre-pression maintenue à l'intérieur. Lorsque le niveau amont s'élève, l'augmentation de la poussée de l'eau dégonfle partiellement ou totalement la membrane (figure 2.9).

La hauteur de tels seuils est en général comprise entre 1,5 m et 3 m, sans pouvoir dépasser 5 m. Une longueur maximale de 100 m en une seule portée est possible.

b) Description d'un seuil gonflé à l'eau (d'après [34])

La membrane, de 4 à 8 mm d'épaisseur, est donc un élastomère, renforcé par une armature à la fois souple et résistante. Elle est fixée au béton en un ou deux points, repliée en forme de boudin.

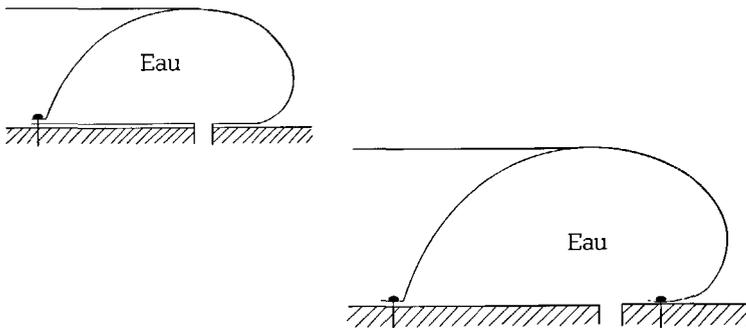
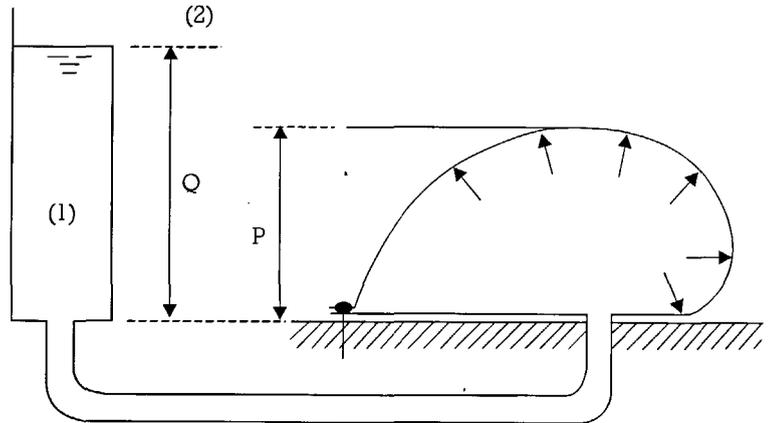


Figure 2.10 : Deux possibilités de fixation d'un seuil gonflé à l'eau (extrait de [34]).

L'enveloppe est reliée à un puits en béton placé en rive. Il est alimenté en eau de façon à créer une charge Q supérieure de 30 à 50 % à la charge P correspondant au plan d'eau normal (figure 2.11). Lorsque la hauteur P augmente, la poussée hydrostatique s'accroît et provoque l'expulsion de l'eau du puits (1) par surverse, et donc l'affaissement progressif de la membrane.

Figure 2.11 :
 Principe du seuil
 gonflé à l'eau
 (extrait de[34]).



L'abaissement du boudin lors des crues est donc automatique, sans intervention humaine. Le regonflage peut être fait de deux manières :

- Par pompage manuel (ou motorisé) ; on aura intérêt à effectuer cette opération en fin de saison des pluies : on maintiendra donc le niveau bas tout au long de sa durée, tandis que le niveau haut sera établi vers la fin ; on évitera alors de nombreux gonflages-dégonflages.
- Par pompage électrique, si une source d'énergie est proche ; la pompe sera déclenchée par un système de capteurs de niveau d'eau dans la retenue et dans le puits. Ce dispositif sera particulièrement adapté aux barrages destinés à l'alimentation en eau potable, car ils sont généralement équipés de matériel électrique.

Notons également que les seuils gonflés à l'air nécessitent aussi une source d'énergie pour alimenter le compresseur.

Du point de vue solidité, ces ouvrages résistent bien aux transports solides et aux corps flottants. Ils peuvent cependant être endommagés par vandalisme.

2.2.3.2. Les clapets automatiques

Dans le même ordre d'idée, on peut adjoindre à un seuil en béton un système de clapets constitués de panneaux métalliques pivotant autour d'un axe horizontal fixé sur la crête. En étiage, le clapet reste en position fermée, tandis qu'en période de crue, il s'abat de manière automatique.

Dans les systèmes les plus simples, le fonctionnement est assuré par un contrepoids placé dans un logement qui se remplit d'eau lors de l'ouverture du clapet (le niveau d'eau commandant le basculement est réglable). Ce système, rustique et demandant peu d'entretien, peut être recommandé en Afrique, y compris dans des zones assez éloignées des centres urbains.

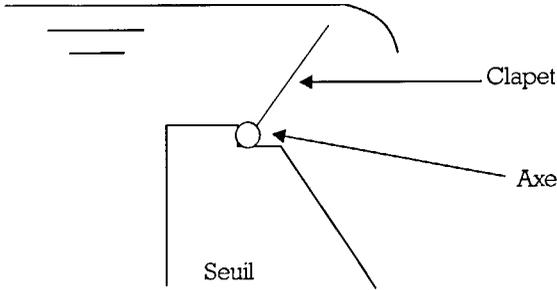


Figure 2.12 : Principe d'un déversoir vanné à clapet (d'après [4]).

Il existe d'autres systèmes (clapets à vérins, vannes secteurs), mais ils sont à réserver à de gros ouvrages bénéficiant d'une surveillance.

2.3. DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DES ÉVACUATEURS À SURFACE LIBRE

Le dimensionnement des évacuateurs de crue est une opération qui doit être menée avec soin, en effet :

- si les organes de dissipation sont mal calculés, l'érosion en aval peut déstabiliser tout ou partie de la construction ;
- si la longueur déversante est insuffisante, l'épaisseur de la lame d'eau peut être telle que la sécurité de l'ouvrage soit compromise.

Notons à ce sujet qu'en fonction de leur nature même, les déversoirs n'accepteront pas tous des charges h identiques. A titre indicatif, on peut donner les ordres de grandeur suivants de charges maximales admises par les déversoirs les plus fréquemment employés :

- déversoirs en gabions : $h_{\max} < 1,0$ m, voire 1,5 m dans le cas de gradins constitués de gabions pour lesquels les règles de mise en œuvre auront été scrupuleusement respectées ;
- déversoirs en matelas Reno : $h_{\max} < 0,70$ m ;
- déversoirs en maçonnerie de moellons : $h_{\max} < 1,0$ m ;
- déversoirs en béton : pas vraiment de limite si la réalisation est soignée et le profil étudié.

Dimensionner l'évacuateur de crues consistera donc à :

- déterminer la longueur déversante pour une charge maximale donnée ;
- choisir l'ouvrage de dissipation en fonction des conditions hydrauliques et calculer ses dimensions ;
- calculer les coursiers, bajoyers, etc...

On s'attachera principalement dans cette partie à donner les méthodes de calcul de quelques évacuateurs parmi ceux décrits précédemment, méthodes qui bien souvent seront transposables à d'autres types d'ouvrages. Par exemple, les méthodes de calcul des déversoirs-poids en béton pourront être appliquées également aux barrages en maçonnerie.

Par contre, les parties déversantes en gabions ne seront pas abordées ici puisque le chapitre 5 leur sera entièrement consacré.

Enfin, un paragraphe précisera les principes de dimensionnement d'organes dissipateurs d'énergie adaptables à de nombreux ouvrages.

2.3.1. Loi de débit et calcul de la longueur déversante

2.3.1.1. Cas des déversoirs - poids en béton

Les déversoirs linéaires en écoulement dénoyé ont une loi de débit de la forme :

$$Q = m.L.h^{3/2}$$

Q : débit sur le seuil en m³/s

m : le coefficient de débit qui dépend de la forme du seuil, mais aussi de la charge.

L : la longueur déversante en mètres

g : accélération de la pesanteur en m.s⁻²

h : charge sur le seuil en m (assimilable à la différence de cote, en se plaçant suffisamment en amont du seuil, de manière à ce que la vitesse soit pratiquement nulle).

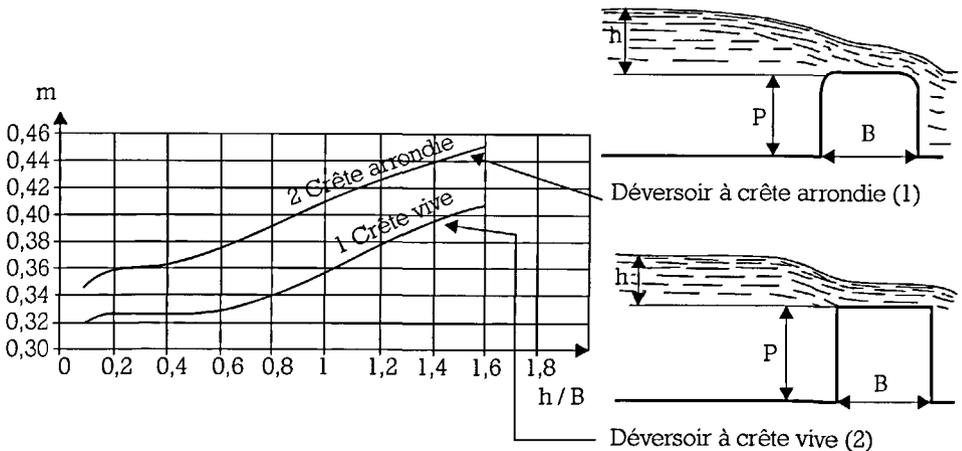


Figure 2.13 : Coefficient de débit d'un déversoir à profil rectangulaire (extrait de [4]).

a) Détermination du coefficient m

Pour les seuils à profil rectangulaire (déversoirs de type Bélanger), on peut obtenir les valeurs de m sur les courbes de la figure 2.13, dans l'hypothèse où la profondeur de pelle P est suffisante pour que la vitesse d'approche du déversoir par l'eau soit négligeable (en principe, c'est le cas des déversoirs de barrages).

Du point de vue hydraulique, on aura intérêt à donner au déversoir-poids un profil Craeger dont la forme théorique est conçue pour s'adapter à la face intérieure d'une nappe qui s'écoulerait librement dans l'atmosphère au dessus d'une mince paroi (le résultat étant un meilleur coefficient de débit). Au niveau d'un projet, ce profil peut être approché par la construction géométrique de la figure suivante.

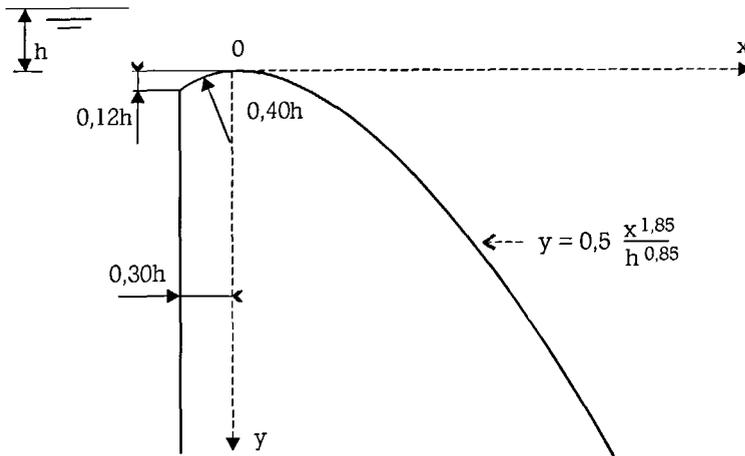


Figure 2.14 :
 Construction géométrique d'un profil Craeger (d'après [4] et traduction de [5]).

En fait, le Craeger est calculé pour une certaine charge H_0 :

$$\left(\text{mesurée au dessus du seuil : } H_0 = h_0 + \frac{V^2}{2g} \right)$$

$$y = 0,5 \frac{x^{1,85}}{H_0^{0,85}}$$

Pour un profil Craeger supposé parfait, et pour des valeurs de P/h variant de 0 à 3, on peut déterminer m en utilisant l'abaque de la figure 2.15. On peut remarquer que dès que la hauteur P du déversoir augmente par rapport à la charge h , le coefficient de débit tend à se rapprocher de 0,49. Aussi dans la majorité des cas, pour un évacuateur à profil Craeger, on retiendra $m = 0,49$ pour une charge égale à H_0 (définie précédemment).

Lorsque, surtout pour faciliter la construction, on se contente d'un profil trapézoïdal avec parement amont vertical, on peut se ramener au cas du déversoir rectangulaire et se servir des abaques de la figure 2.13 en prenant pour valeur de B la largeur de la crête de l'ouvrage.

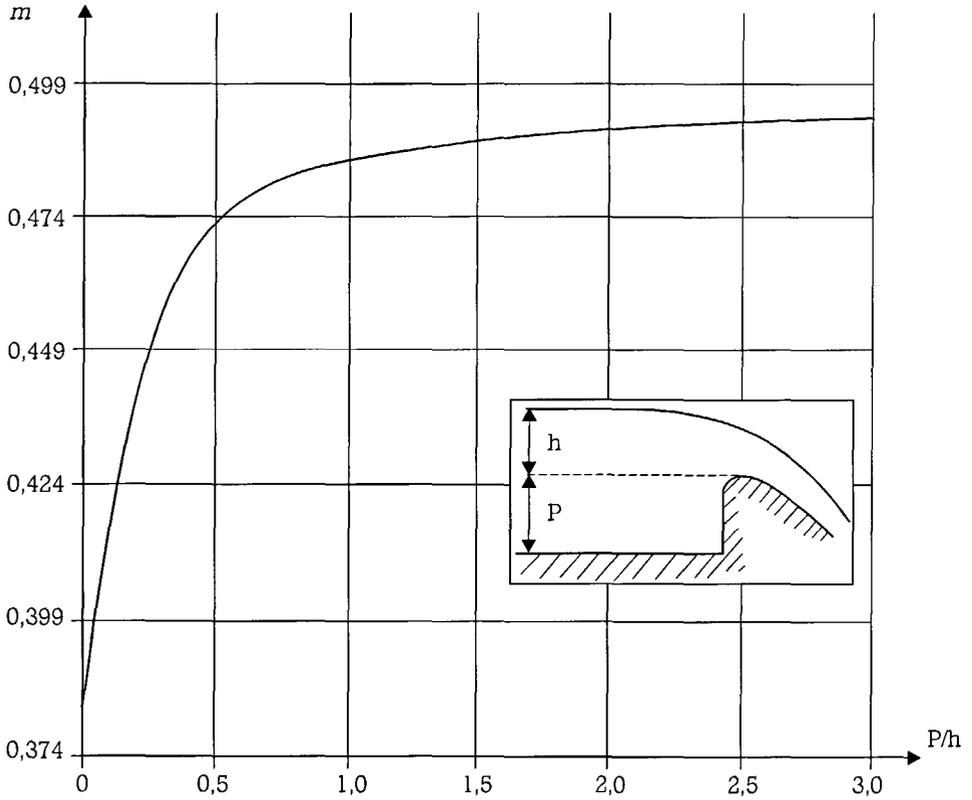


Figure 2.15 : Coefficient de débit dans le cas d'un déversoir à profil Craeger (Traduit de *Design of small dams* - [5]).

b) Détermination de L

m étant connu, pour calculer la longueur déversante nécessaire à l'évacuation d'un débit Q sous une charge maximale à l'amont h, on appliquera la relation :

$$L = \frac{Q}{m\sqrt{2g} h^{3/2}}$$

Nous l'avons vu dans le paragraphe 2.1., Q est le débit laminé. Q dépend de L : par exemple, sur un même site et pour une même crue de projet, plus L est faible, plus Q est faible.

c) Cas des seuils noyés

Un seuil peut être considéré comme noyé si $h_1 \geq 2/3 h$ (h_1 et h étant définies dans le croquis de la figure 2.16). Dans ce cas, le coefficient de débit est d'autant plus réduit que le rapport $\frac{h-h_1}{h}$ est faible, ce que l'on exprime par la multiplication de m par un facteur k donné par le graphique suivant.

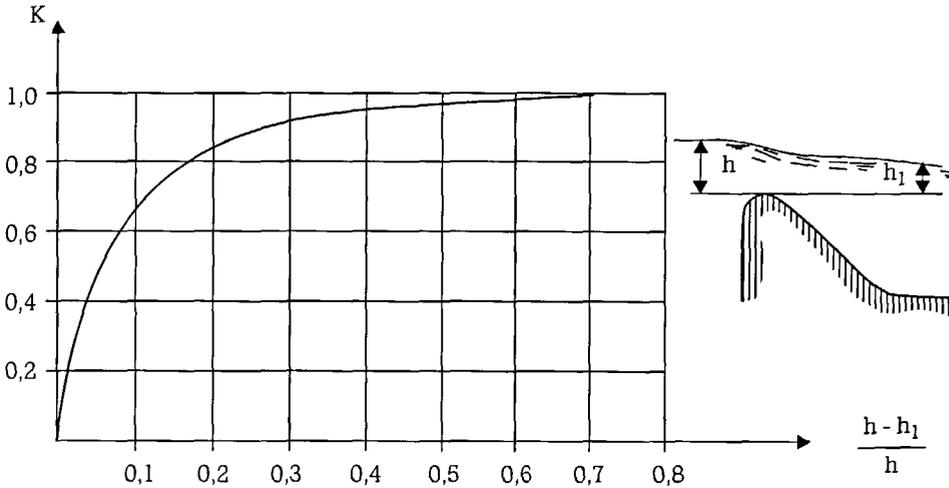


Figure 2.16 : Coefficient de réduction (extrait de [4]).

La formule du seuil noyé sera alors :

$$Q = k.m.L.h_1.\sqrt{2g(h - h_1)}$$

2.3.1.2. Déversoirs en béton à entonnement latéral et « becs de canard »

Les lois évoquées au paragraphe précédent restent valables pour ce type d'ouvrage. Le coefficient de débit est d'environ 0,40 pour un seuil de section rectangulaire. Sa valeur peut être améliorée en donnant une forme arrondie à la partie supérieure du seuil ($m = 0,45$). Ces déversoirs peuvent admettre des charges de 1 m voire 1,5 m.

Dans le cas d'un « bec de canard », la « boîte » est dimensionnée comme un double déversoir latéral. On cherche à ce que l'écoulement y reste fluvial afin de créer en toutes conditions de débit un matelas suffisant pour amortir la chute de l'eau. La boîte est donc à fond quasi plat. A partir de l'amont, elle s'évase légèrement au fur et à mesure qu'elle reçoit les débits arrivant des murs latéraux ; elle se poursuit ensuite par un léger convergent afin de se raccorder aux dimensions du coursier. Le calage de la cote du fond de la boîte se fait par essais successifs, l'objectif étant de rester toujours en conditions d'écoulement dénoyé sur le seuil.

Les calculs hydrauliques précis sont en fait assez complexes. Le régime dans la boîte n'est en général pas uniforme. Immédiatement à l'aval du déversoir, il se forme un ressaut qui amène l'écoulement fluvial. Ce ressaut est d'autant moins simple à modéliser que le déversoir n'est pas linéaire. On conseillera donc d'avoir recours à un logiciel pour évaluer la position de la ligne d'eau et donner à la boîte la hauteur qui convient. On peut recommander en particulier le logiciel DEVER du Cemagref.

Il importe de vérifier également que la boîte vide résiste par son poids propre aux sous-pressions induites par l'eau affleurant à la cote du seuil.

2.3.1.3. Dimensionnement d'un déversoir en perré traité au mastic bitumineux et dispositions constructives particulières à ce type d'ouvrage

Ce qui suit s'inspire entièrement de l'étude SOGREA H citée en référence [3] et du document [14].

a) Coefficient de débit du déversoir

L'étude [3], réalisée sur modèles réduits, a permis de déterminer avec précision le coefficient de débit du déversoir dans le cas suivant :

- largeur en crête : 4 m ;
- pente talus amont : 1 / 2 ;
- pente talus aval : 1 / 3 ;
- écoulement dénoyé (pas d'influence de l'aval).

Si h désigne la charge sur le seuil, le tableau suivant donne alors les valeurs de m .

Tableau 2.2 : Détermination du coefficient de débit pour un déversoir en perré traité au mastic bitumineux.

h	0,20 m	0,50 m	0,80 m	1,0 m	1,50 m	2,0 m
m	0,341	0,351	0,360	0,366	0,380	0,391

Elles restent valables lorsque la largeur du déversoir en crête est un peu inférieure à 4,0 m ou lorsque la pente du talus aval est plus forte (1 / 2 par exemple).

b) Dispositions hydrauliques particulières concernant le talus aval du déversoir

L'étude sur modèle réduit a montré que l'imperméabilité du revêtement au mastic bitumineux conduisait en cas de déversement à l'apparition de sous-pressions dans le talus aval.

Ces sous-pressions sont limitées au pied du talus lorsque le ressaut est chassé et intéressent progressivement tout le talus au fur et à mesure que le niveau aval monte.

Un dispositif comprenant une couche drainante sous le perré, reliée à des éjecteurs à travers le perré s'est avéré de nature à réduire ces sous-pressions.

Concrètement, nous pouvons donc proposer le schéma suivant:

- talus aval de pente 1/2 à 1/3 ;
- couche drainante de 0,25 à 0,30 m d'épaisseur respectant les conditions de filtre par rapport au corps du remblai, équipée de rangées de tuyaux drains PVC tous les 1 m d'altitude ;
- perré au mastic bitumineux de 30 cm d'épaisseur minimum ;
- éjecteurs à travers le perré aval raccordés aux tuyaux-drains PVC et espacés de 10 m environ.

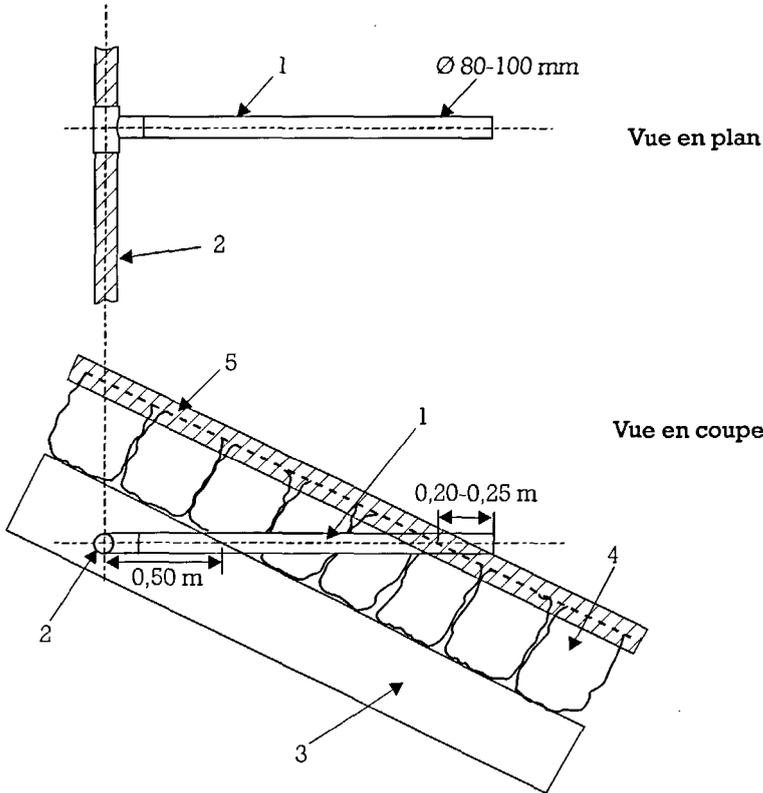


Figure 2.17 : Schéma de principe d'un éjecteur (d'après [3])

- 1 : éjecteur PVC
- 2 : drain PVC Annelé
- 3 : couche drainante
- 4 : perré
- 5 : revêtement en mastic bitumineux.

Si on admet une charge maximale sur le seuil peu importante et en dimensionnant correctement le bassin de dissipation aval on peut alors considérer que les sous-pressions n'intéresseront que la partie basse du talus aval et on peut alors se limiter à 1 ou 2 rangées d'éjecteurs et de tuyaux-drains PVC.

c) Bassin de dissipation

Il est dimensionné comme pour les déversoirs à parement aval incliné en gabions (cf. chapitre 5) et réalisé de façon analogue au talus aval : perré bitumineux de 0,30 m d'épaisseur sur couche drainante de 0,25 à 0,30 m d'épaisseur, barbacanes pour éviter les sous-pressions sous le perré placées suffisamment à l'aval du ressaut pour ne pas introduire non plus de sous-pressions dynamiques.

d) Dispositions constructives

Le corps du barrage est construit classiquement jusqu'à la cote des couches drainantes sous-jacentes au perré. Ce type de déversoir pouvant s'accommoder de quelques tassements différentiels, les normes de compactage ne sont pas aussi sévères que pour un déversoir en béton armé posé sur remblai par exemple.

Dans la partie déversante, le perré du talus amont doit également être traité au mastic bitumineux sur une hauteur au moins égale à la charge maximale sur le seuil (zone de mise en vitesse de l'eau). Les éjecteurs seront prévus suffisamment solides pour résister aux passages des corps flottants sur le déversoir.

En ce qui concerne la mise en œuvre du mastic bitumineux, on peut donner les indications suivantes :

- les pierres du perré doivent être soigneusement assemblées afin de ne pas laisser de vides importants entre les blocs. Par contre, on peut laisser pointer les pierres vers l'extérieur, ce qui améliorera la rugosité globale du perré ;
- les pierres doivent impérativement être propres pour une bonne adhérence du mastic. Il faudra donc au besoin les laver ;
- il est possible d'améliorer l'adhérence du mastic en réalisant en préalable une couche d'imprégnation à l'émulsion de bitume ;
- le mastic peut être préparé sur le chantier de façon relativement artisanale à l'aide de bétonnières et de tout moyen de chauffage permettant d'élever la température du mélange à environ 200°C ;
- le mastic doit être coulé à une température suffisante pour présenter une bonne fluidité lui permettant de bien pénétrer dans tous les interstices entre les pierres (120° minimum). On peut envisager d'utiliser des fluidifiants ;
- il est possible de couler en deux couches, à condition de le faire dans la même journée pour avoir un bon contact entre les couches.

Enfin, on s'efforcera d'empêcher la végétation sur le mastic bitumineux (risques de détériorations à terme par les racines).

2.3.2. Calcul d'un coursier

2.3.2.1. Dimensionnement hydraulique

Le passage du chenal (ou de la boîte dans le cas d'un déversoir « bec de canard ») au coursier se fait avec une rupture de pente franche afin d'être assuré d'y localiser la section de contrôle faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier, de forme rectangulaire est ensuite dimensionné de façon à optimiser les volumes de béton : largeur au plafond un peu inférieure à deux fois la hauteur des bajoyers (la référence [4] indique une largeur égale à deux fois le tirant d'eau). La hauteur des bajoyers doit tenir compte d'une revanche de l'ordre de 0,50 m, valeur suffisante dans le cas des petits ouvrages, pour éviter tout débordement sur le talus du barrage. Dans le cas général, « Design of small dams » propose la formule suivante pour l'évaluation de la revanche :

$$R = 0,6 + 0,05.V.\sqrt[3]{y}$$

(en mètre), V désignant la vitesse en m/s et y le tirant d'eau en m.

La détermination du tirant d'eau dans un coursier sera facilitée par l'utilisation de moyens informatiques (DEVER par exemple). A défaut, la référence [4] conseille la méthode suivante pour le calculer (méthode valable pour les déversoirs linéaires à entonnement frontal ou latéral, et également pour les becs de canard).

A la section de contrôle le tirant d'eau est égal à la hauteur critique y_c . Le long du coursier, il devient inférieur à y_c . On détermine sa valeur en toute section à l'aide de l'abaque de la figure 2.18. Cet abaque donne la valeur du rapport y/H_s , où y désigne le tirant d'eau et H_s l'énergie spécifique, en fonction de :

$$\frac{Q}{\sqrt{2g \cdot \ell \cdot H_s^{3/2}}} \quad \ell \text{ est la largeur du coursier.}$$

H_s dépend de la charge amont et de la perte de charge le long du coursier. H_s varie donc avec la section considérée. A la section de contrôle, par rapport au niveau du radier, $H_c = 1,5 y_c$. Dans une section quelconque, ΔH représente la dénivelée du fond par rapport à H_c , considéré comme niveau de référence. $H_s = \Delta H - \text{perte de charge}$. La perte de charge sera estimée à 10% de ΔH si la longueur du coursier est faible (inférieure à 5 fois H) et à 20% dans le cas contraire. Donc pour un coursier court on aura $H_s = 0,9\Delta H$ et pour un coursier long, $H_s = 0,8\Delta H$ (d'après [4]). Le schéma suivant illustre cette méthode.

On calculera ainsi le tirant d'eau en un certain nombre de sections, en particulier à chaque changement de pente, et l'on interpolera linéairement le tracé de la ligne d'eau. Pour déterminer la largeur ℓ du coursier, un peu inférieure à deux fois la hauteur des bajoyers, on procédera par approximations successives en se donnant une première valeur de ℓ et en l'affinant progressivement.

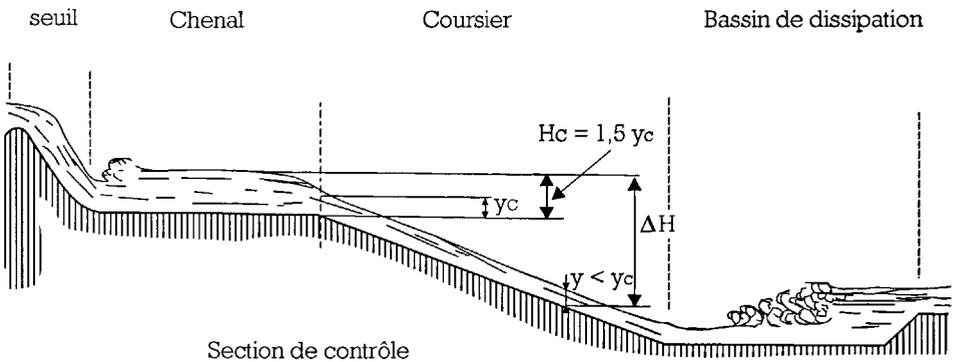


Figure 2.18 : Tirant d'eau dans un coursier (extrait de [4]).

Lorsque le coursier comporte des changements de direction, ce qui est fréquemment le cas lorsqu'il prolonge un déversoir latéral, l'eau subit une accélération centrifuge V^2/r (V vitesse moyenne de l'eau et r rayon de courbure du coursier). Elle entraîne entre les deux rives une différence de niveau évaluée par l'expression suivante (d'après [4]) :

$$\Delta h = \frac{V^2 \cdot \ell}{g \cdot r}$$

Cependant il sera prudent de réduire au maximum les courbes (augmenter les rayons de courbure) car l'expérience a montré qu'en régime torrentiel, les valeurs données par cette formule pouvaient être dépassées.

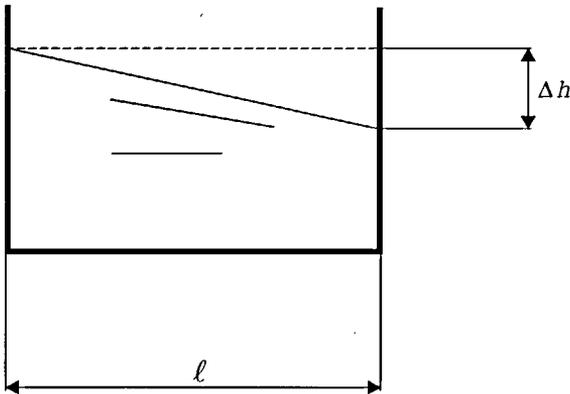


Figure 2.19 : Section mouillée dans une courbe de coursier.

D'autre part, dans les tronçons torrentiels, il est conseillé d'adopter des tracés symétriques et rectilignes, et d'éviter toute « brusquerie » dans le tracé ou dans le profil. Dans le cas contraire, on voit apparaître des ondes stationnaires qui provoquent des débordements générant de l'érosion.

2.3.2.2. Dispositions constructives

Un coursier posé sur le remblai est très sensible aux *tassements différentiels*. Il convient donc de réaliser le remblai sur toute sa longueur avec un respect très strict des normes de compactage surtout dans la zone où sera recreusée la fouille du déversoir.

Toutefois, pour les faibles hauteurs de barrage et étant donné leur comportement habituel, on ne craindra que rarement des tassements importants. De plus, on adoptera des dispositions constructives telles que liaison entre éléments de déversoir par tenon-mortaise, chanfrein sur les éléments aval, etc., qui permettront de s'accommoder de légers tassements différentiels. Ce type d'évacuateur a d'ailleurs été réalisé en France sur des barrages de moins de 20 mètres de hauteur et donne toute satisfaction (ex : CHAMBOUX en Côte d'Or, de hauteur 16 m).

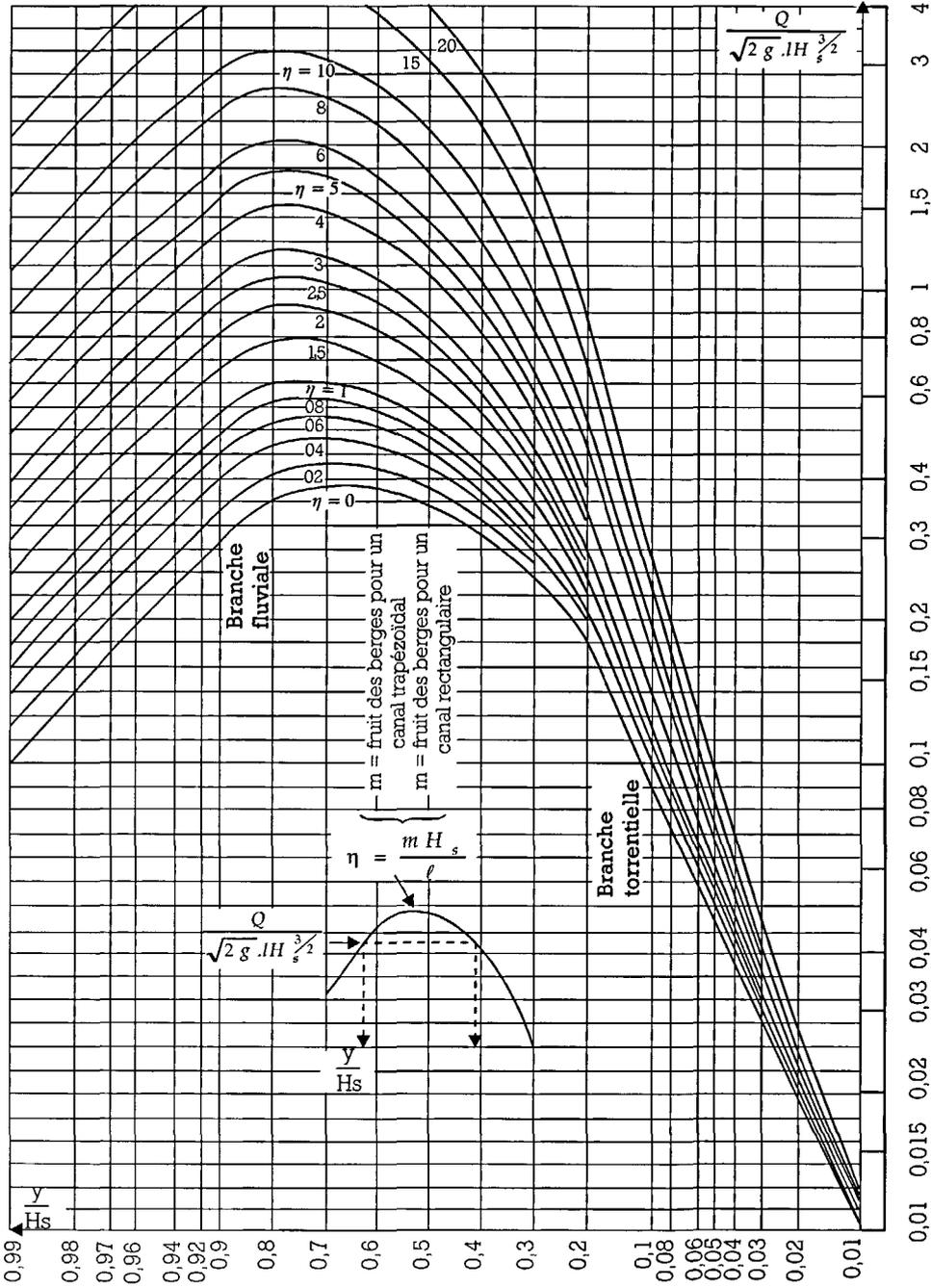


Figure 2.20 : Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier (extrait de [4]).

Le coursier se présente donc en plusieurs plots raccordés entre eux par des joints Waterstop. Ces joints sont arrêtés dans les bajoyers à la cote maxi atteinte par l'eau lors de la crue de projet de façon à laisser la place au-dessus pour la liaison tenon-mortaise que l'on vient d'évoquer.

Ainsi, si l'on revient à l'exemple de la figure 2.17, le remblai sera construit par couches sur toute sa longueur avec une petite partie débordante côté amont pour l'assise de la «boîte». On viendra ensuite recreuser le remblai aux dimensions exactes du déversoir. Il faut prévoir un écran passant sous la boîte et le long des bajoyers afin d'allonger les cheminements hydrauliques éventuels au contact béton-remblai. Cet écran sera coulé pleine fouille.

La face externe des bajoyers sera si possible coulée de la même manière, de façon à améliorer le contact béton-remblai et à prévenir tout risque de renard.

2.3.3. Dispositifs dissipateurs d'énergie

Que ce soit au bas des coursiers ou au pied d'un déversoir-poids en position centrale, les eaux arrivent avec une énergie cinétique importante qu'il s'agit de dissiper à l'intérieur du liquide lui-même plutôt que sur le fond où les rives du thalweg, ce qui à la longue entraînerait un déchaussement de l'ouvrage évacuateur. Plusieurs types d'organes dissipateurs sont envisageables, avec des principes quelque peu différents.

2.3.3.1. Les becs déviateurs ou «sauts de ski»

Ce dispositif est constitué d'une cuvette cylindrique placée au pied du coursier et terminée par un bec qui fait office de tremplin. L'eau est ainsi relancée vers le haut suivant un angle que l'on choisit en général de l'ordre de 35 à 45°. Le rayon de courbure de la cuvette est pris égal à au moins cinq fois le tirant d'eau au pied du coursier. Le jet se désintègre dans l'air, ce qui permet de dissiper une partie de l'énergie, puis il retombe à une distance donnée par la relation suivante (d'après [4]) :

$$x = 1,8 \left(y + \frac{V^2}{2g} \right) \sin 2\theta$$

y = tirant d'eau

V = vitesse au départ du bec

Ainsi la zone d'érosion est bien localisée. Pour lui éviter un affouillement trop profond si le sol est fragile, on peut la revêtir avec de gros blocs rocheux. Ce type de dissipateur est souvent plus économique qu'un bassin à ressaut pour les déversoirs de hauteur importante. Il sera bien adapté si le barrage est fondé sur du rocher car la zone de réception de l'eau sera peu affouillable. On le préconisera ainsi en particulier sur les ouvrages en béton ou en maçonnerie de plus de cinq mètres de hauteur.

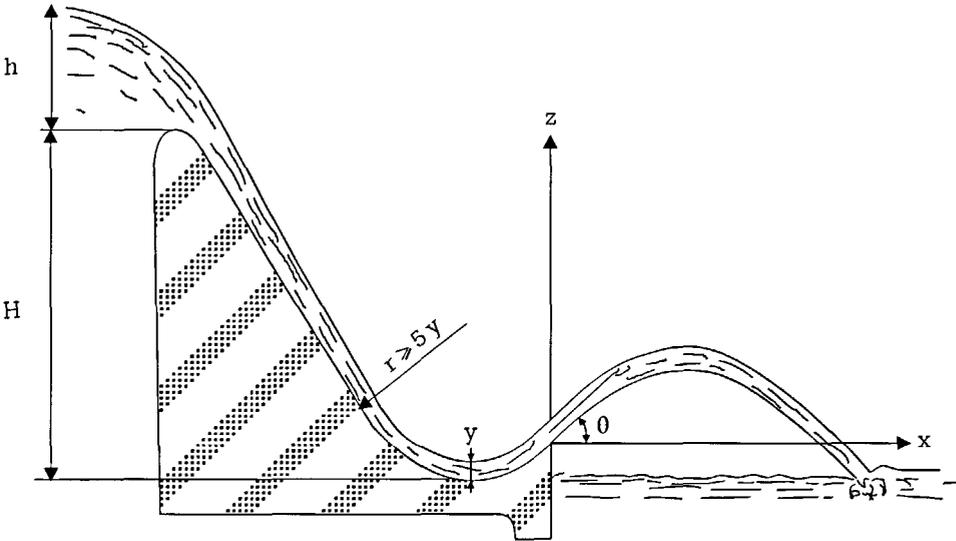


Figure 2.21 : Schéma de principe du bec déviateur (d'après [4])

y et V peuvent être déterminés à l'aide d'un logiciel (DEVER) ou en résolvant un système d'équations issues de la relation de BERNOULLI : si H_0 désigne la charge disponible en haut du seuil et H la charge résiduelle en fond de cuvette, on a :

$$H_0 - H = \Delta H$$

$$\left(z_0 + \frac{P_0}{\rho g} + \frac{V_0^2}{2g} \right) - \left(z + \frac{P}{\rho g} + \frac{V^2}{2g} \right) = \Delta H$$

P_0 et P équivalent à la pression atmosphérique, prise comme pression de référence, donc :

$$\left(z_0 + \frac{V_0^2}{2g} \right) - \left(z + \frac{V^2}{2g} \right) = \Delta H$$

$$z_0 = H + h ; z = y$$

$\frac{V_0^2}{2g}$ peut être négligé car V_0 est faible devant V ; l'équation devient donc :

$$H + h - y - \frac{V^2}{2g} = \Delta H$$

En général on considère que ΔH vaut 10 % de la charge disponible (20 % dans le cas où la longueur du coursier est supérieure à 5 fois la hauteur de chute) ;

donc ici $\Delta H = 0,1 (H + h)$, ce qui conduit à :

$$H + h - y - \frac{V^2}{2g} = 0,1 (H + h) \qquad \frac{V^2}{2g} = 0,9(H + h) - y, \text{ donc :}$$

$$V = \sqrt{2g(0,9(H + h) - y)} \qquad (\text{ou } V = \sqrt{2g(0,8(H + h) - y)} \text{ si la longueur du coursier est supérieure à 5 fois la hauteur de chute}).$$

Par ailleurs $y = Q/L \cdot V$, Q désignant le débit laminé et L la longueur de la cuvette. Le système à résoudre pour obtenir y et V est donc le suivant :

$$\begin{cases} V = \sqrt{2g(0,9(H + h) - y)} \\ y = \frac{Q}{L \cdot V} \end{cases}$$

La résolution est aisée en procédant par itérations successives. De ces deux valeurs, on déduit donc la distance de l'impact du jet et la géométrie du bec déviateur.

2.3.3.2. Les cuvettes de dissipation submergées

De forme similaire à celle du bec déviateur, une cuvette submergée, dont le bord peut être crénelé, dévie elle aussi vers le haut la lame déversante provenant du coursier. Cependant elle reste noyée et il se forme ainsi deux rouleaux, l'un en surface au-dessus de la cuvette, l'autre au fondet en aval du bord, tournant en sens inverse. Les mouvements des rouleaux s'imbriquent dans la lame et dissipent ainsi l'énergie de l'eau [4].

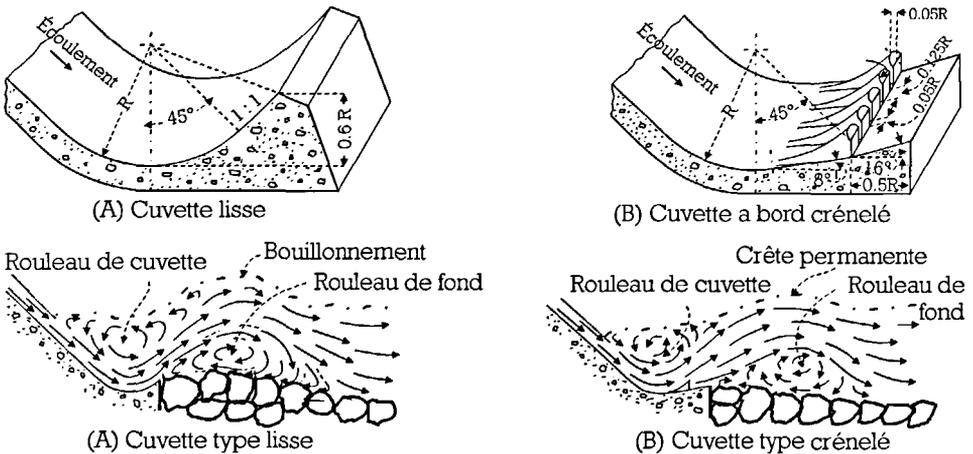


Figure 2.22 : Cuvettes de dissipation submergées (traduit de Design of Small Dams [5]).

« Design of small dams » [5] donne des abaques qui permettent de dimensionner ce type de dissipateur, à réserver à des terrains peu affouillables. La figure 2-22 en est extraite (traduction dans [4]).

2.3.3.3. Les bassins de type impact

Dans ces ouvrages, la dissipation est obtenue en brisant le jet sur un écran vertical encasté à chaque extrémité dans les bajoyers du bassin. Ils sont plutôt réservés à la dissipation de l'énergie à la sortie d'une conduite en charge, mais ils pourront équiper certains évacuateurs.

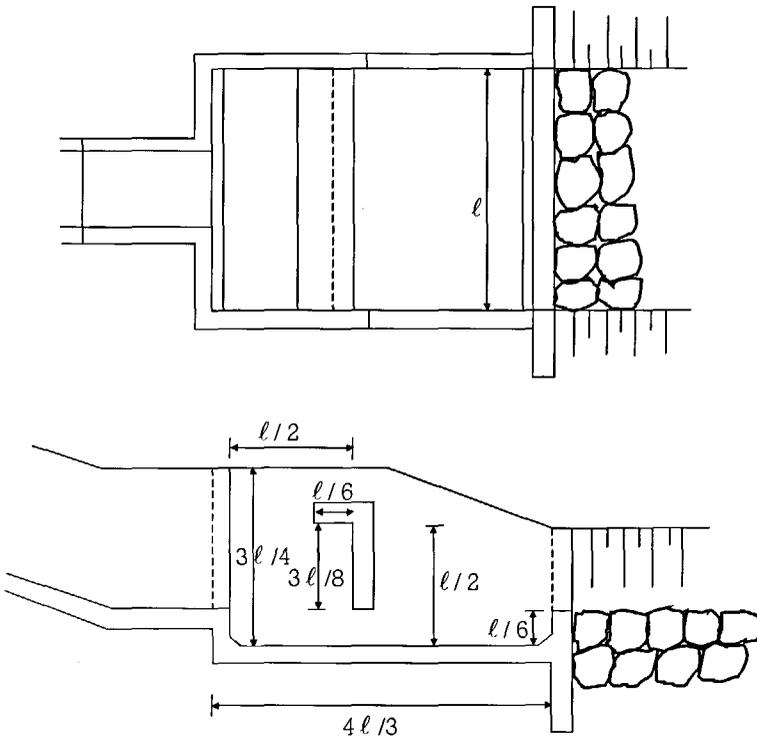


Figure 2.23 : Schéma de principe d'un bassin de type impact (dessiné d'après les recommandations de la référence [4]).

Le bas de l'écran doit être situé au même niveau que le radier du coursier (ou que la génératrice inférieure de la conduite). Les dimensions principales se déduisent toutes de la largeur du bassin que l'on détermine à l'aide de l'abaque suivant en fonction du nombre de Froude
$$F = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

y et V désignant le tirant d'eau et la vitesse au pied du coursier (il sont déterminés par résolution du système d'équations obtenu au 2.3.3.1.).

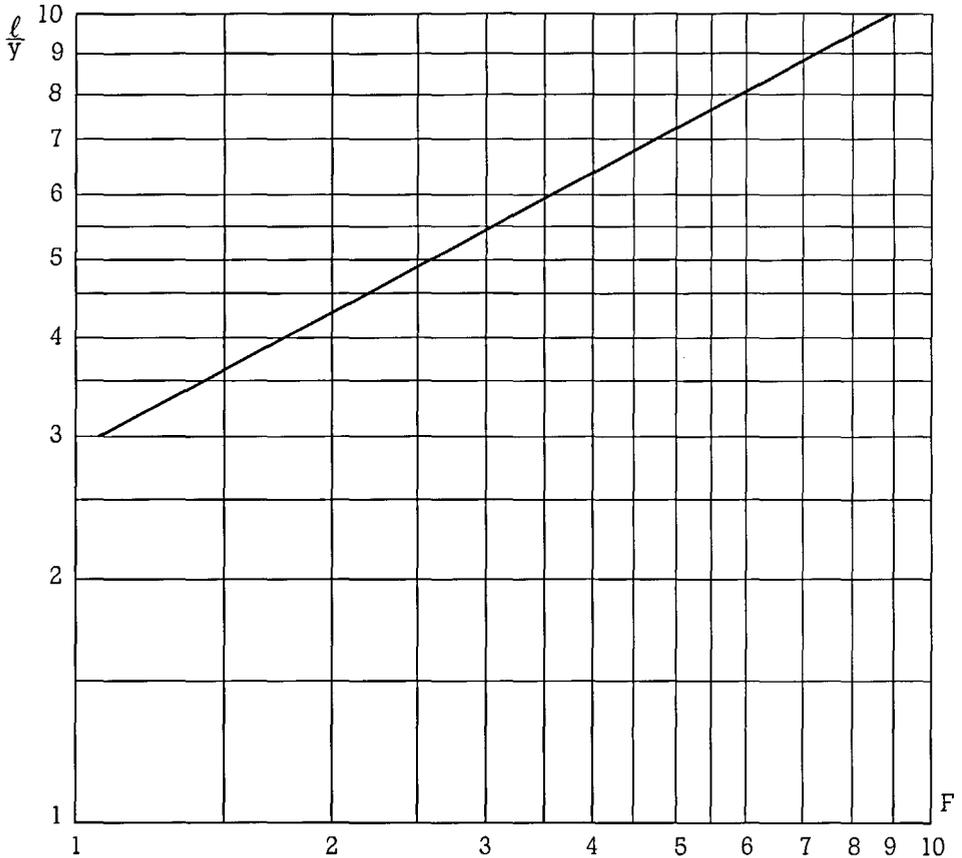


Figure 2.24 : Détermination de la largeur d'un bassin de type impact (traduit de *Design of Small Dams* [5]).

Etant donné les efforts subis par l'écran, il faudra prévoir son armature en conséquence. On limitera d'ailleurs l'emploi du bassin de type impact à des vitesses V inférieures à 10 m/s.

Une partie de l'énergie de l'eau restant à dissiper à la sortie de l'ouvrage, il sera bon de prévoir un parafouille en pied aval et de revêtir le chenal d'enrochements suffisamment gros (la référence [5] suggère de choisir des enrochements dont le diamètre minimum est de $l/20$).

2.3.3.4. Les bassins de chute (ou de plongée)

Ne seront abordés ici que les bassins à radier revêtu. Les chutes dans les bassins sans radier, calculés par les méthodes de SCHOKLITSCH et VERONESE, feront l'objet d'un développement dans le chapitre 5 à propos des barrages à parement aval vertical en gabions.

Le principe du bassin de chute est de dissiper l'énergie en la faisant absorber par un matelas d'eau suffisamment épais. C'est un procédé bien adapté à de petits ouvrages, utilisé par exemple dans le cas de déversoir en béton armé à contreforts de faible hauteur. Le schéma de la figure 2.25 et l'abaque 2.26, tirés de la référence [4] permettent de dimensionner ce type de dissipateur.

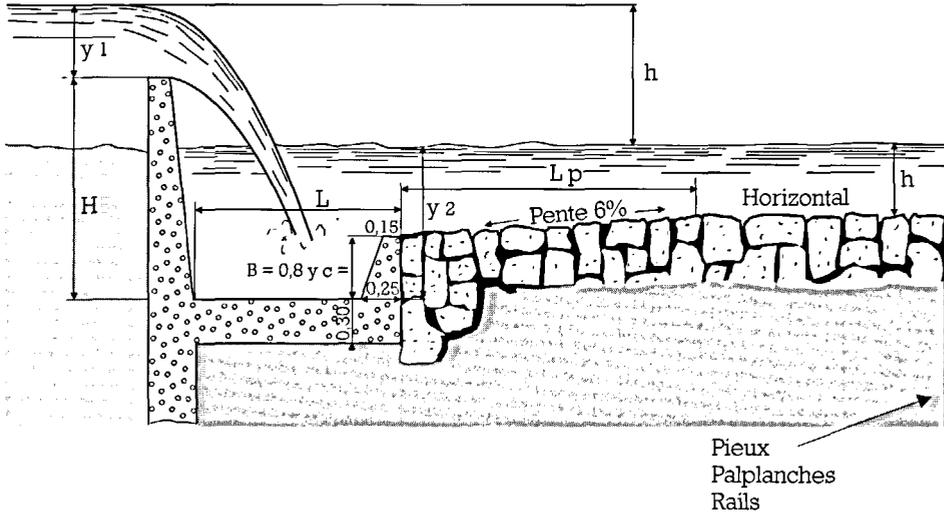


Figure 2.25 : Caractéristiques d'un petit bassin de chute (extrait de [4]).

2.3.3.5. Les bassins à ressaut

Ce sont des bassins où l'on localise le ressaut faisant passer le régime du type torrentiel, obtenu au bas du déversoir, au type fluvial qui correspond aux conditions d'écoulement dans le lit de restitution. C'est le ressaut qui dissipe l'énergie cinétique excédentaire. Ils seront protégés afin d'éviter les affouillements.

La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

où V et y sont la vitesse (en m/s) et le tirant d'eau (en m) au pied du coursier. Comme vu précédemment V et y sont calculés par un procédé informatique ou bien en résolvant le système :

$$\begin{cases} V = \sqrt{2g(0,9(H+h)-y)} \\ y = \frac{Q}{L'.V} \end{cases} \Leftrightarrow (1)$$

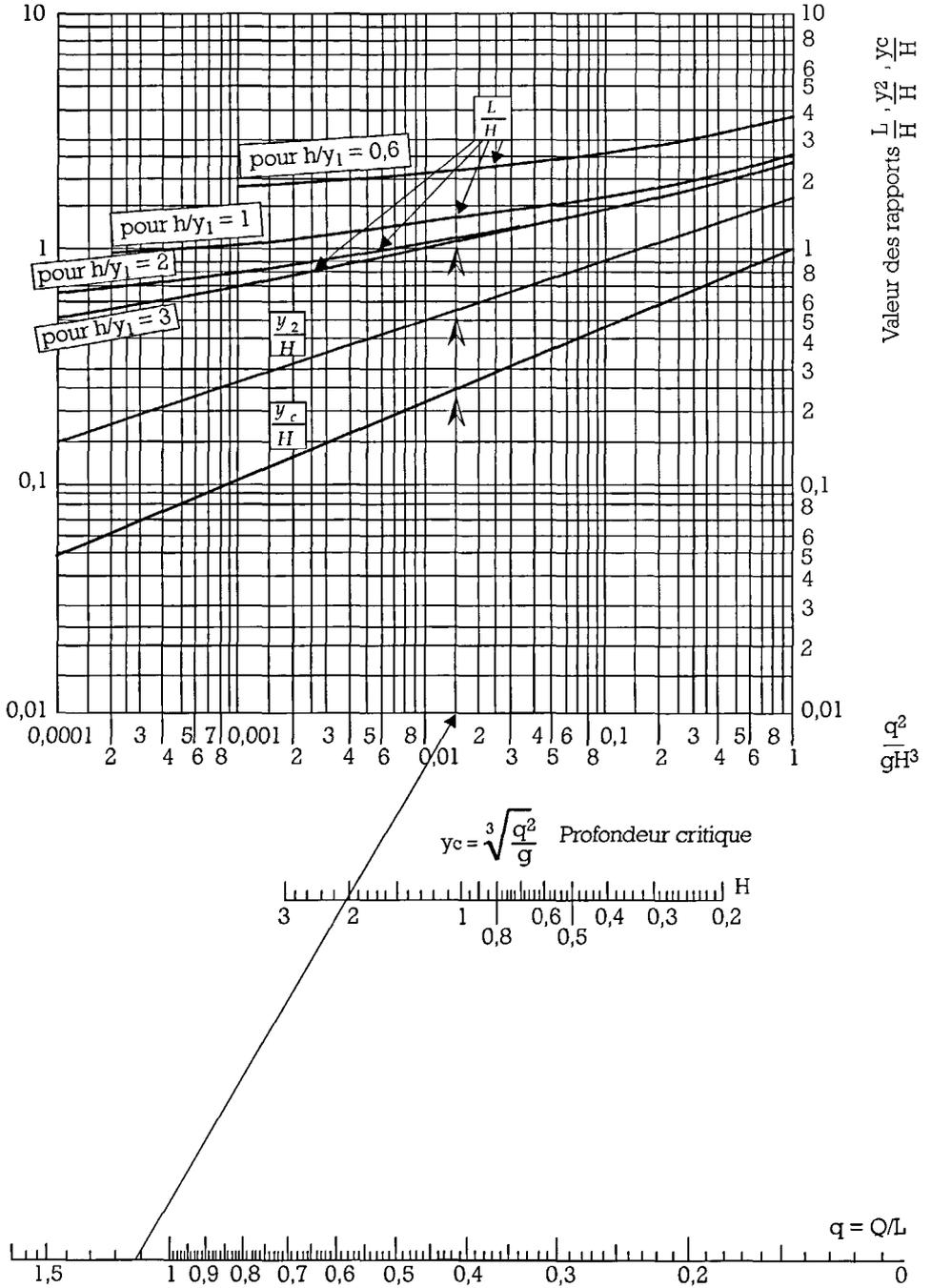


Figure 2.26 : Calcul des caractéristiques d'une petite chute (extrait de [4]).

L'utilisation du seuil en gabions permet de connaître le tirant d'eau à la sortie du bassin :

$$y = h_g + \frac{3}{2} y_c$$

y_c étant la profondeur critique au passage sur le seuil. Le second ressaut, qui n'est pas forcément très marqué, possède une énergie bien moindre qui sera dissipée sans trop de dommage pour peu que l'on revête le lit de blocs suffisamment volumineux et pesants.

b) Détermination de D, F et y_2

Pour un déversoir-poids comme celui représenté à la figure 2.27, tel que h/H_0 soit compris entre 0,05 et 0,7, et pour des valeurs de y_n/H_0 allant de 0,1 à 0,8, on peut déterminer D à l'aide de l'abaque suivant :

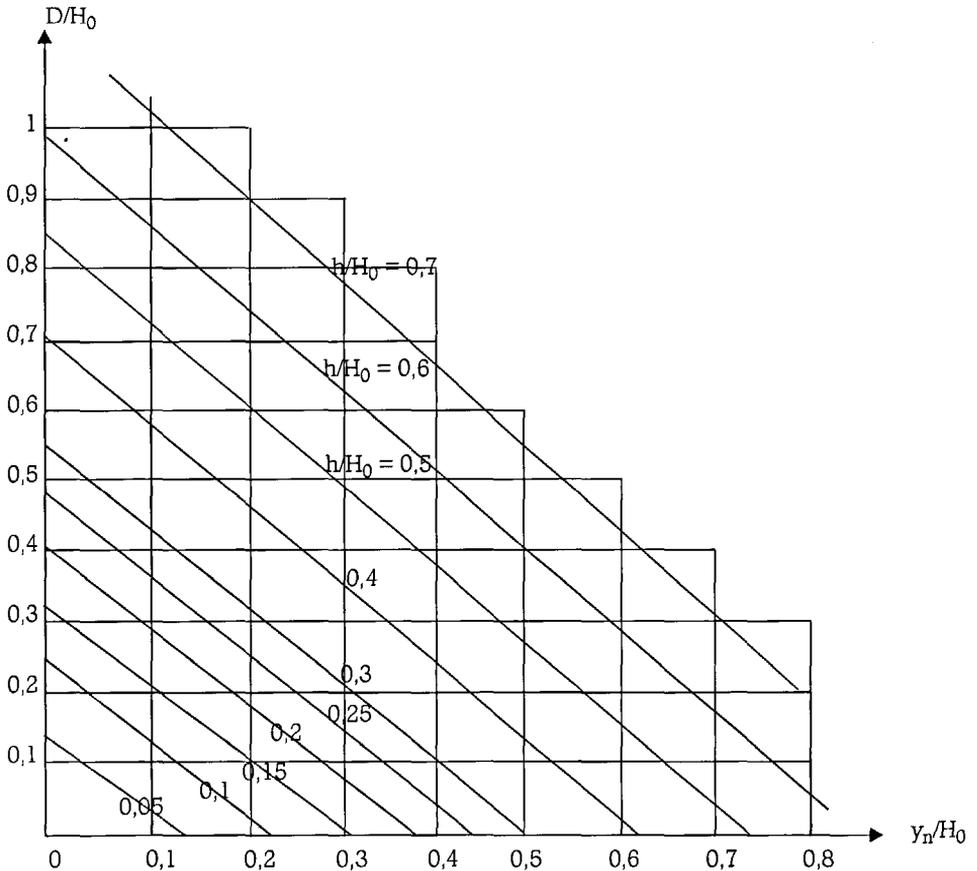


Figure 2.29 : Enfoncement de la fosse de dissipation en fonction du tirant d'eau aval et de la hauteur de la lame d'eau au dessus du seuil (extrait de [33]).

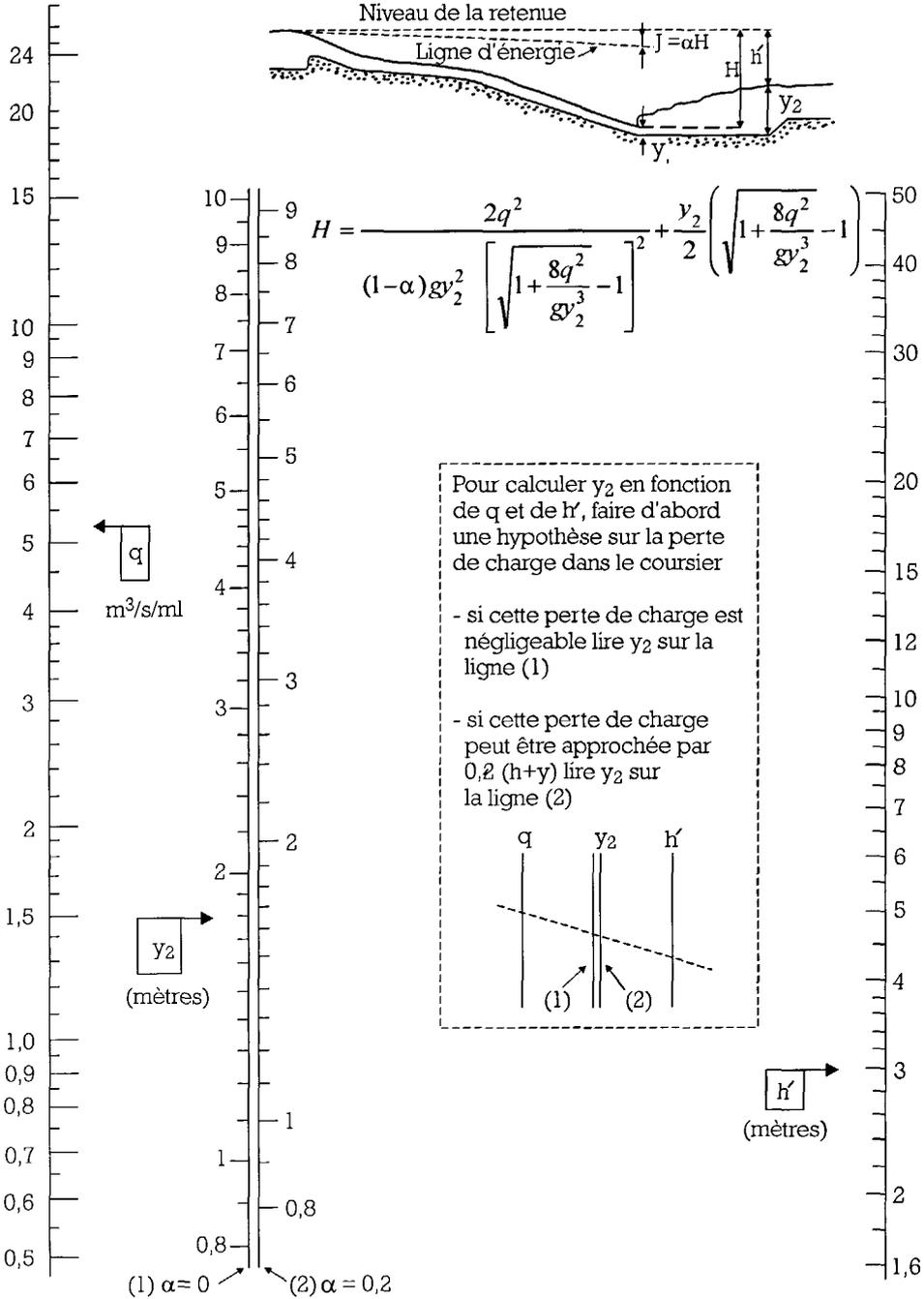


Figure 2.30 : Abaque pour le calcul de la profondeur du bassin de dissipation (extrait de [4]).

D étant déterminé, on calcule $H = H_0 + D$ et l'on utilise cette valeur pour calculer y et V et donc F en résolvant le système (1).

Ce nombre de Froude et la vitesse V étant connus, on choisit le type de bassin U.S.B.R. qui convient et on détermine donc, à l'aide des abaques correspondants, y_2 et L ainsi qu'éventuellement les dimensions des blocs de chute, blocs-chicanes, etc. (cf. c).

On peut également déterminer y_2 (en fonction du débit par mètre de largeur d'ouvrage q et de la différence h' entre le niveau de la retenue et celui de l'écoulement aval), directement en se servant de l'abaque de la figure 2.30, et notamment dans le cas de coursiers dont la longueur dépasse 5 fois la hauteur de chute (lecture sur la ligne 2). On a vu que dans ce cas précis, il convenait de prendre une perte de charge valant 20 % de la hauteur de chute. Le système à résoudre pour calculer y et V sera donc dans ces conditions :

$$\begin{cases} V = \sqrt{2g(0,8(H+h)-y)} \\ y = \frac{Q}{L \cdot V} \end{cases}$$

F étant obtenu, on déterminera là aussi L et les autres dimensions du bassin de dissipation en se référant aux abaques des figures 2.31, 2.32, 2.33, 2.34.

c) Différents types de bassins à ressaut suivant les valeurs de F

N.B. : ce paragraphe est une reprise corrigée (au niveau des abaques notamment) de la traduction de Design of Small Dams [5], publiée dans la référence [4].

1) Pour $F = 1$, $y = y_c$; il n'y a pas de ressaut.

2) Pour $1 < F < 1,7$.

Le courant incident a une profondeur légèrement inférieure à la profondeur critique ; le passage à une plus grande profondeur est graduel et ne se manifeste que par une agitation de surface. Il n'est pas alors nécessaire de construire un bassin spécial de tranquillisation.

Pour $F = 1,7$, le tirant d'eau à la sortie y_2 est de l'ordre de deux fois celui à l'entrée y_1 et la vitesse de sortie d'environ la moitié de la vitesse d'entrée.

Aucun déflecteur n'est nécessaire ; il suffit simplement de bétonner le chenal sur une longueur de l'ordre de 4 à 6 fois y_2 à partir de l'endroit où la profondeur commence à se modifier (c'est à dire juste après la rupture de pente en fin de coursier).

3) Pour $1,7 < F < 2,5$ un ressaut commence à apparaître mais n'est pas très turbulent (pré-ressaut). Les déflecteurs et seuils ne sont pas encore nécessaires et il faudra simplement veiller comme en 2) à ce que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement

pendant son ralentissement. Les abaques de la figure 2.31 donnent le rapport y_2/y_1 des profondeurs conjuguées avant et après ressaut en fonction de F et le rapport L/y_2 de la longueur du ressaut (donc de la longueur minimale du bassin) au tirant d'eau aval également en fonction de F .

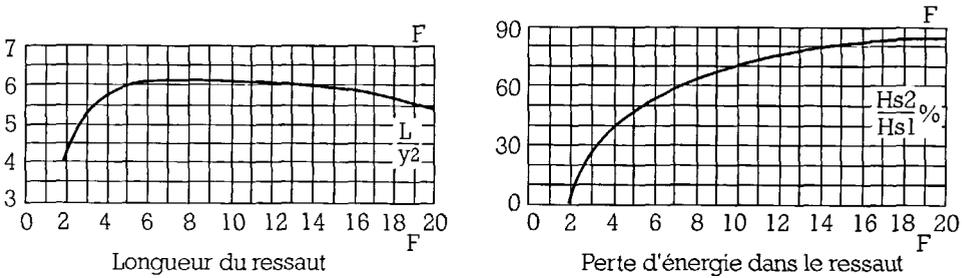
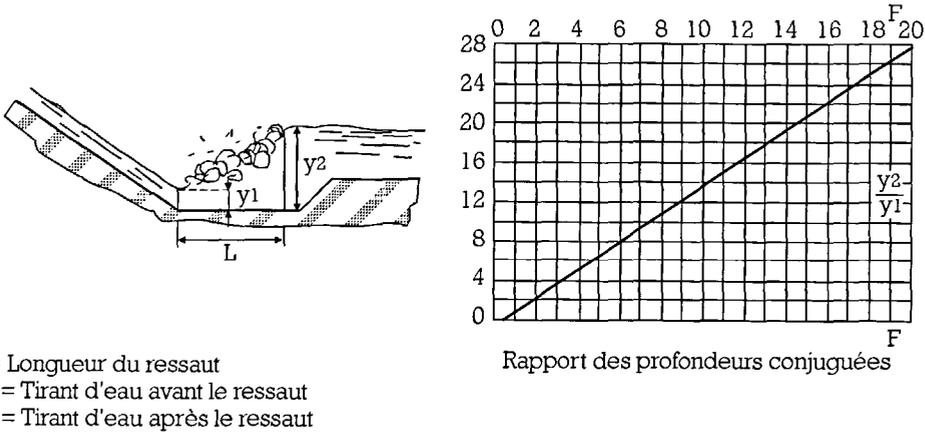


Figure 2.31 : Détermination des caractéristiques du ressaut pour un nombre de Froude compris entre 1,7 et 2,5 (traduit de [5]).

4) Pour $2,5 < F < 4,5$ l'écoulement est dans un stade de transition et il se forme un ressaut instable, le jet incident se développant de façon intermittente le long du fond ou de la surface libre. Cette instabilité rend le ressaut difficile à contrôler et il faut amortir les vagues par des obstacles.

La forme (type I) donnée par la figure 2.32 est relativement efficace. Le rapport des hauteurs conjuguées y_2/y_1 est donné en fonction de F par l'abaque associé. Pour amortir

le mouvement des vagues on a intérêt à retenir pour le bassin une profondeur prenant en compte $y'_2 = 1,1 y_2$. La longueur du ressaut est donnée en fonction de F sur le second abaque.

Dans cette gamme de valeurs de F l'efficacité du bassin de type I n'est cependant pas très bonne. Il vaut mieux, si on le peut, passer au type II valable pour $F > 4,5$, en accroissant la largeur du bassin donc en diminuant y_1 (faisant ainsi passer F dans le cas du 5)).

5) $F > 4,5$. Le ressaut se produit alors nettement. La mise en place de blocs et de déflecteurs permet de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. Si la vitesse d'entrée ne dépasse pas 15 m/s, on pourra utiliser le bassin de type II représenté à la figure 2.33. Les abaques associés à la figure donnent en fonction du nombre de Froude, le rapport y_2/y_1 des tirants d'eau amont et aval, la hauteur h_2 des blocs chicanes, h_4 du seuil aval et la longueur L du ressaut. La face amont des blocs-chicanes est soumise à une force :

$$F = 2 \cdot \gamma_w \cdot S \cdot \left(y + \frac{V^2}{2g} \right) \quad (F \text{ en N})$$

γ_w : poids volumique de l'eau (N/m³);

S : surface amont du bloc (m²);

y et V : tirant d'eau (m) et vitesse (m/s) au pied du coursier.

Si la vitesse d'entrée dépasse 15 m/s, il est préférable d'utiliser le bassin de type III représenté à la figure 2.34 avec blocs de chute et seuil crénelé. Le premier abaque associé donne la profondeur y_2 conjuguée de y_1 . Pour mieux stabiliser le ressaut, on a intérêt à prendre $y'_2 = 1,05 y_2$. Le deuxième graphe donne, également en fonction de F , la longueur L du ressaut.

La revanche, dans tous les types de bassins, pourra être prise égale à :

$$0,1 (y_2 + V_1), \text{ (en m)}$$

où y_2 est le tirant d'eau conjugué et la vitesse à l'entrée.

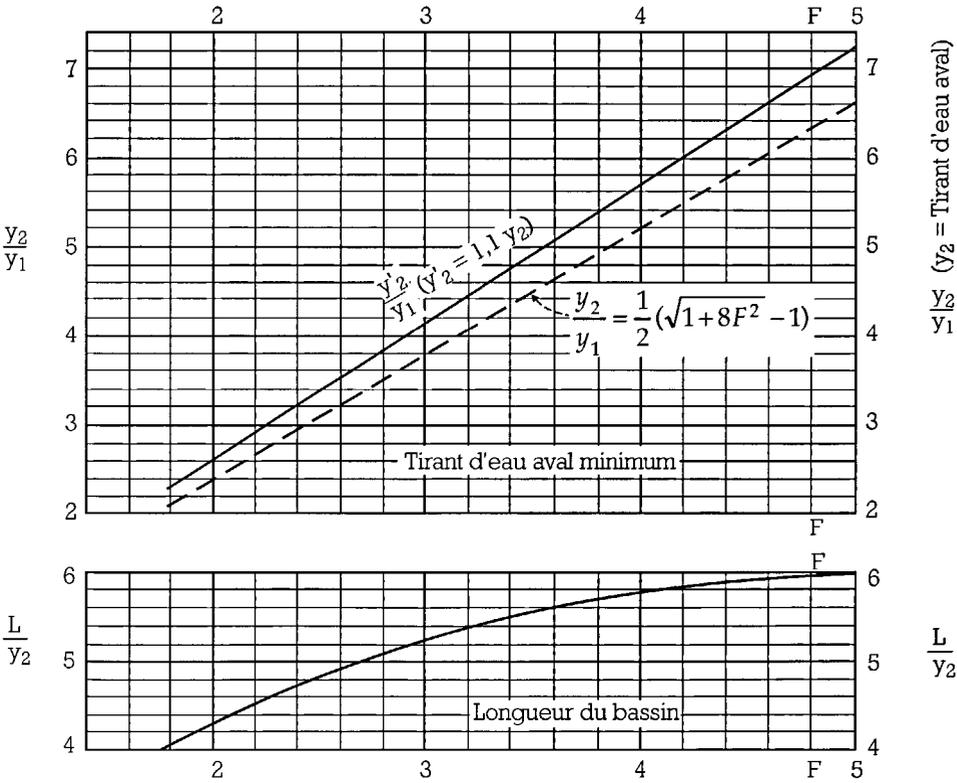
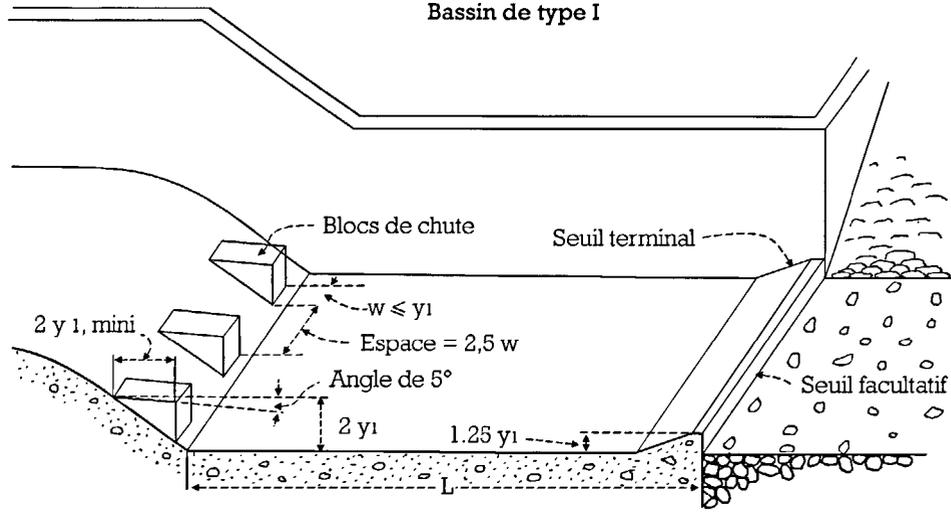


Figure 2.32 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude compris entre 2,5 et 4,5 (traduit de [5]).

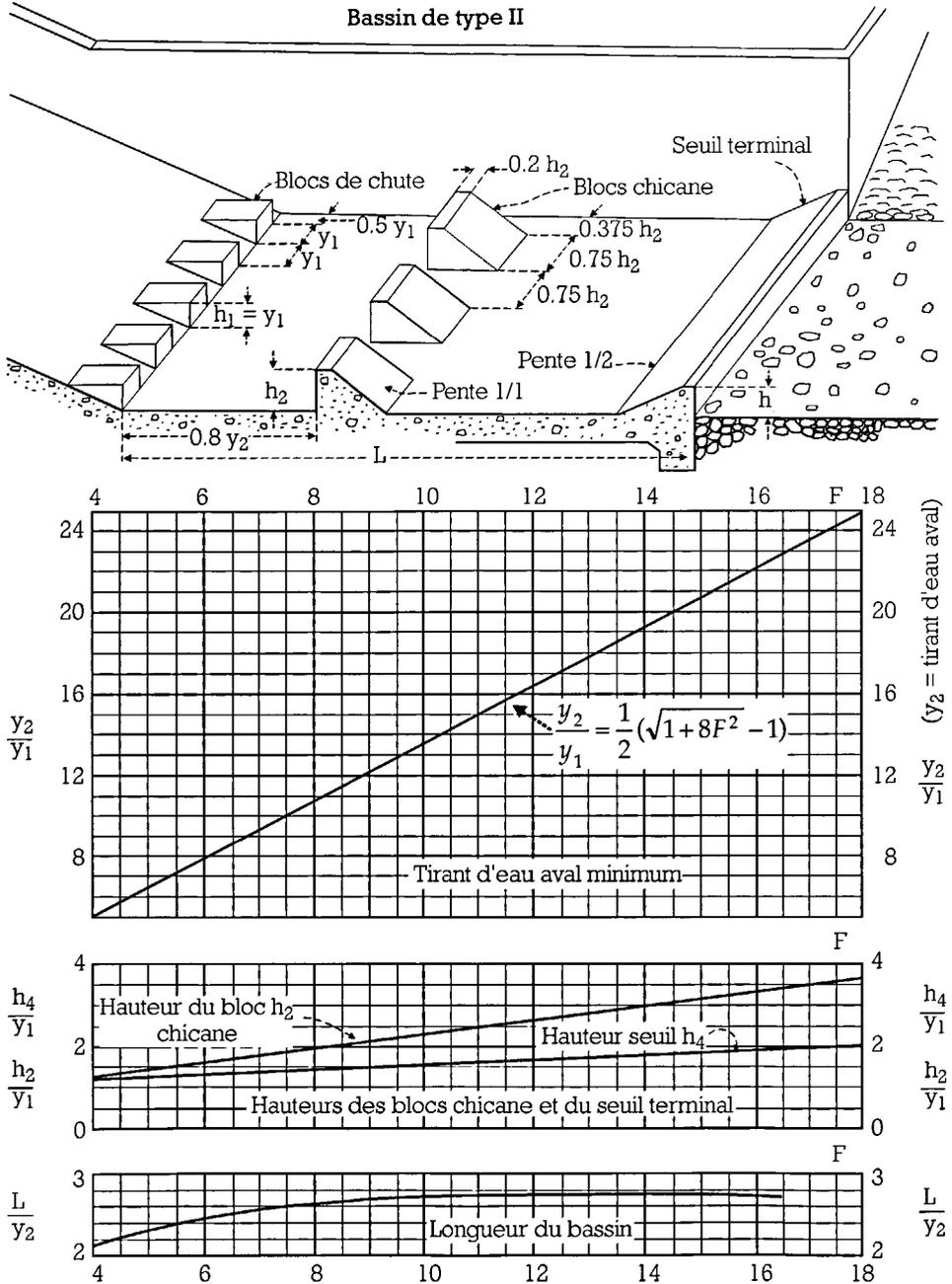


Figure 2.33 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (traduit de [5]).

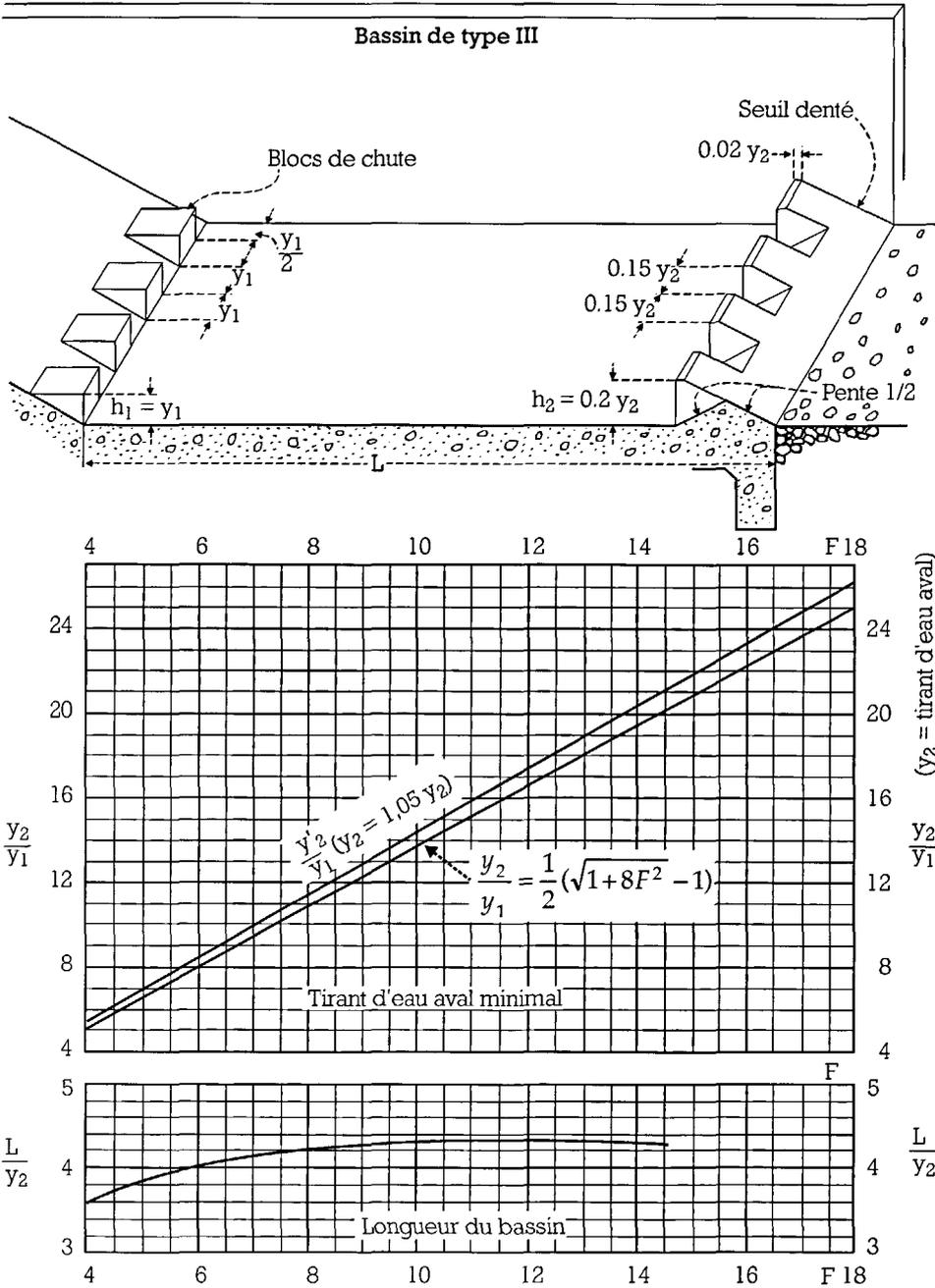


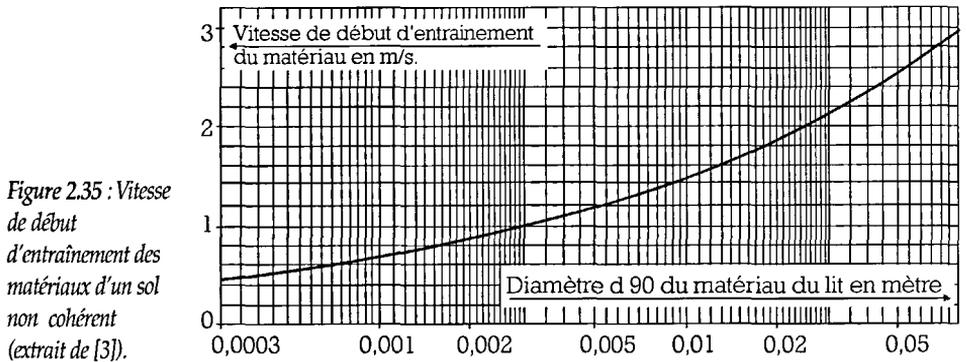
Figure 2.34 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin supérieure à 15 m/s (traduit de [5]).

d) Protection aval du bassin

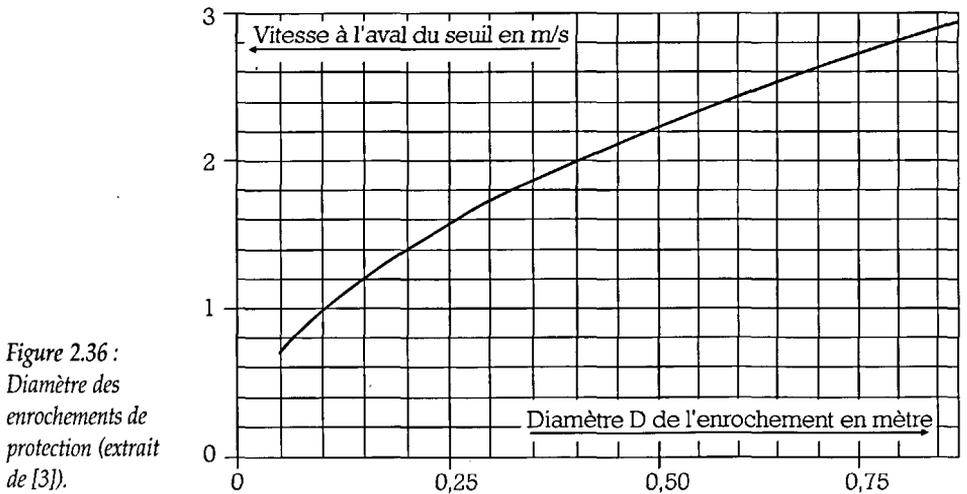
Le bassin ne permet en fait la dissipation que d'environ 75 % de l'énergie de l'eau. Il est donc nécessaire de revêtir l'aval avec des enrochements et/ou des gabions sur une certaine distance. Pour une protection en enrochements, nous recommandons la méthode de dimensionnement exposée dans la référence [3] par SOGREAH, mise au point sur modèle réduit avec des conditions relativement sévères.

1) On détermine d'abord la vitesse V_e de début d'entraînement des matériaux du lit en aval du bassin :

- pour les sols argileux, V_e varie de 0,80 à 1,20 m/s selon la cohérence ;
- pour les sols non cohérents (sables, graviers...), on lira V_e sur le graphe suivant :



2) On détermine le diamètre minimum D des enrochements nécessaires, à l'aide de l'abaque de la figure 2.36.



3) On calcule l'épaisseur de la couche d'enrochements comme étant égale à au moins trois fois le diamètre D.

4) La longueur protégée sera égale au minimum à deux fois celle du bassin.

2.4. VIDANGES ET PRISES D'EAU

De manière à pouvoir suivre, entretenir et exploiter correctement un barrage, on lui adjoint en général un certain nombre d'organes annexes. Ce chapitre traitera de deux dispositifs :

- l'ouvrage de vidange ;
- l'ouvrage de prise.

2.4.1. L'ouvrage de vidange

Son rôle principal est de permettre une vidange totale ou partielle de la retenue en cas d'accident susceptible d'endommager gravement le barrage (renard par exemple) et nécessitant, de ce fait, une intervention rapide. Sur certains petits barrages agricoles, on prévoit aussi des organes de vidange (souvent des batardeaux) destinés à vider la retenue pour cultiver la cuvette en décrue.

La vidange peut également, dans certains cas particuliers, servir à évacuer des éléments indésirables (boues en suspension par exemple), en utilisant les courants de densité qui se produisent à travers la retenue au cours du remplissage.

L'ouvrage de vidange n'est pas forcément conçu isolément. Il peut être combiné soit avec l'évacuateur de crue (de surface ou en conduite), soit avec l'ouvrage de prise. La conception la plus courante est le passage d'une conduite sous le corps du barrage. On peut prévoir un fonctionnement en charge, mais pour les ouvrages relativement importants, on adopte des conduites à écoulement libre.

2.4.1.1. Les conduites de vidange en charge

On utilise en général une conduite en acier que l'on pose en tranchée dans le terrain en place vers le point le plus bas du thalweg. On la pose sur des cales, puis on la noie dans une enveloppe de béton ordinaire de 0,20 m d'épaisseur au minimum coulé pleine fouille. On referme ensuite le remblai en le compactant soigneusement. On conseille de vérifier que les contraintes provoquées par les éventuels tassements ne sont pas excessives.

Tout en respectant les prescriptions précédentes, on peut améliorer encore la lutte contre les infiltrations en disposant des écrans anti-renard dimensionné (avec prudence) à l'aide de la règle de Lane (cf. paragraphe 3.2.3.3. du présent manuel). Ils peuvent être en acier soudé à la conduite (couronnes) ou en béton (forme carrée) et ils seront espacés de 5 m

environ. (cf. figures 2.42 et 2.43). Ces écrans sont placés dans la partie amont du barrage, jusqu'au niveau de la clé d'étanchéité. Plus en aval, ils sont inutiles et même néfastes (perturbation du drainage).

Le diamètre du tuyau sera bien entendu fonction du débit à évacuer (on l'évaluera en tenant compte du temps de vidange souhaité). Le calcul sera effectué en intégrant les pertes de charge linéaires et singulières (vannes, coudes, etc.). On pourra se référer à l'abaque de la figure 2.37 ou aux formules classiques d'hydraulique en charge. Dans une conduite de vidange on pourra admettre des vitesses de 3 à 7 m/s, et on veillera à ce qu'en fin de vidange on puisse garder une vitesse suffisante pour éviter le colmatage par les dépôts solides (40 cm/s semble être un minimum).

2.4.1.2. Les conduites de vidange à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employées pour les réaliser : le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\varnothing > 500$ mm) ou la canalisation en béton de type galerie ou ovoïde de 1,3 à 2 m de hauteur par exemple.

Pour l'aération de l'écoulement dans la conduite, on prévoira un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont, afin d'éviter des phénomènes de battements ou des vibrations sous l'effet du passage en écoulement instable à fort débit. Le calcul du diamètre se fait classiquement suivant les formules régissant les écoulements à surface libre ou à l'aide de l'abaque de la figure 2.38.

Par ailleurs, il convient de mentionner les mêmes prescriptions anti-renards pour les conduites de vidange à écoulement libre.

L'extrémité amont de la conduite reçoit une vanne plate que l'on pourra doubler par sécurité. Dans ce cas, la conduite de prise, généralement d'un diamètre nettement inférieur, est conçue de manière à fonctionner indépendamment de la vidange.

On pourra cependant la placer dans cette dernière. Il faut insister sur la nécessité de manœuvrer les vannes régulièrement, sinon en cas d'intervention urgente on a toute chance de les trouver bloquées. Notons enfin que le tuyau n'est visitable que pour un diamètre supérieur à 800 mm.

2.4.1.3. Ouvrage de vidange à batardeaux

Lorsqu'il y a un évacuateur de surface (déversoir-poids, barrage déversant), il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un puits dans l'évacuateur, comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau (cf. figure 2.39). C'est un système rustique moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vanne, etc. La manœuvre est toutefois compromise en période de déversement.

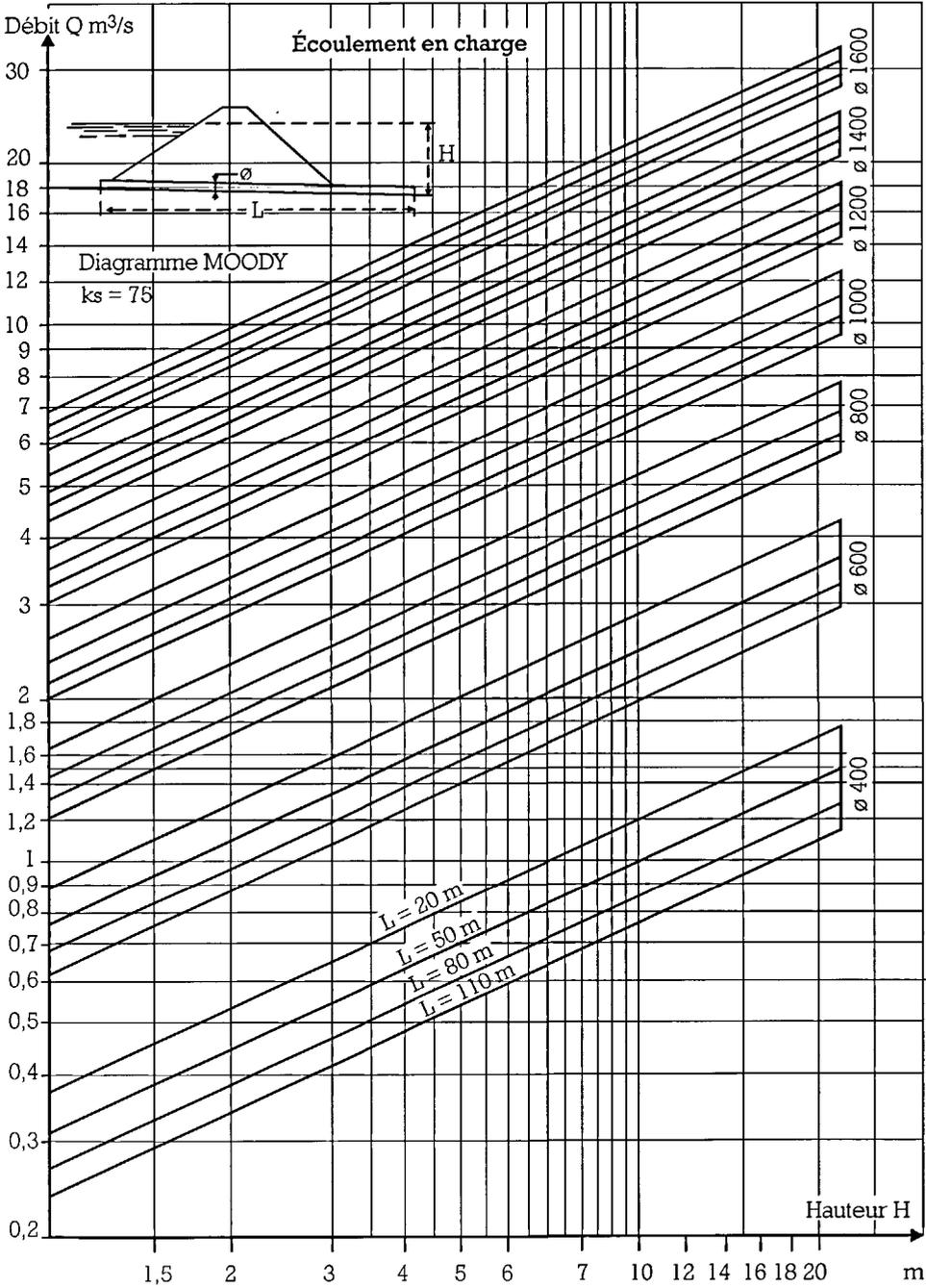


Figure 2.37 : Abaque pour le choix d'une conduite de vidange à écoulement en charge (extrait de [4]).

Écoulement à surface libre

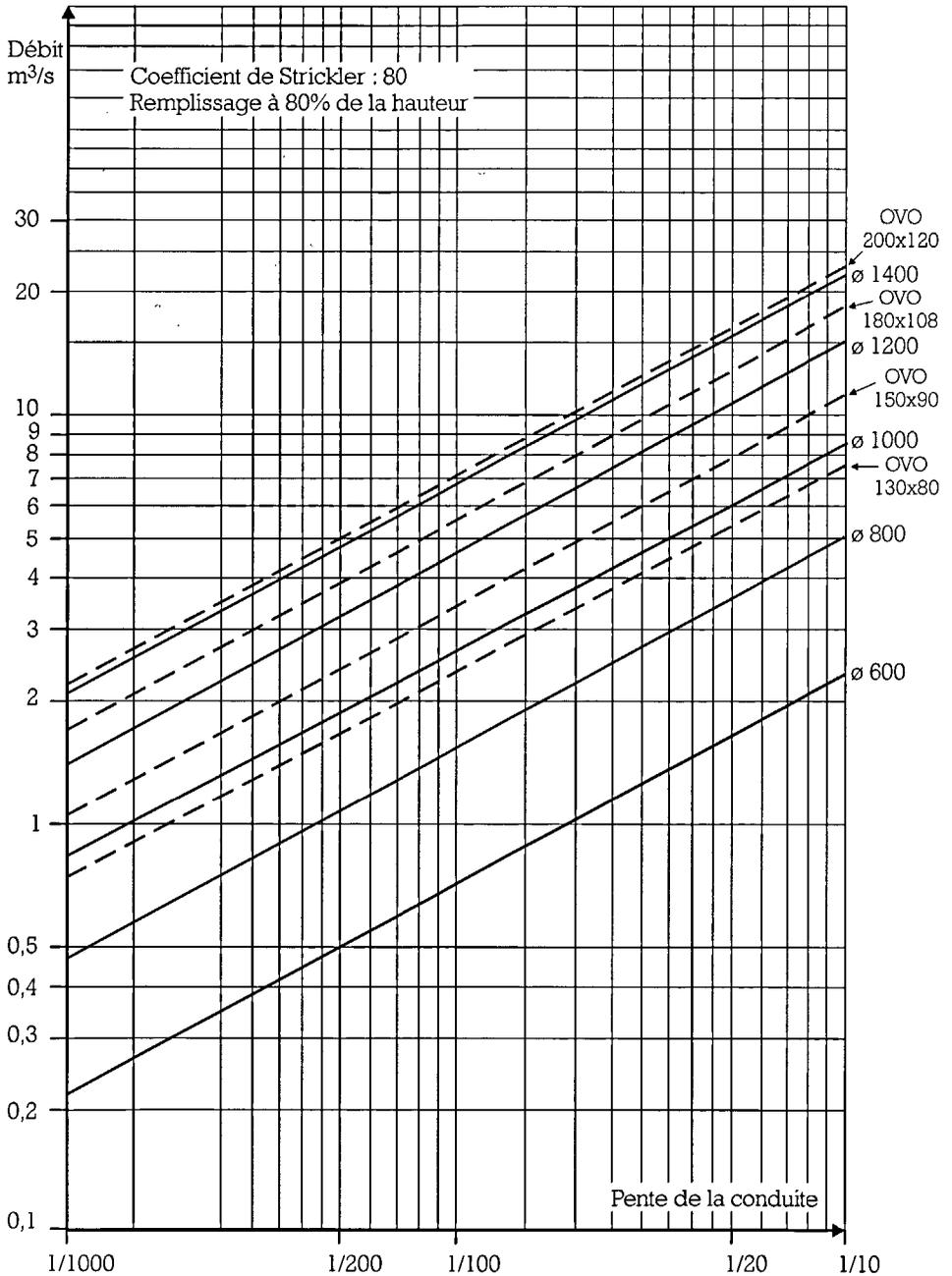


Figure 2.38 : Abaque pour le choix d'une conduite de vidange à écoulement à surface libre [4].

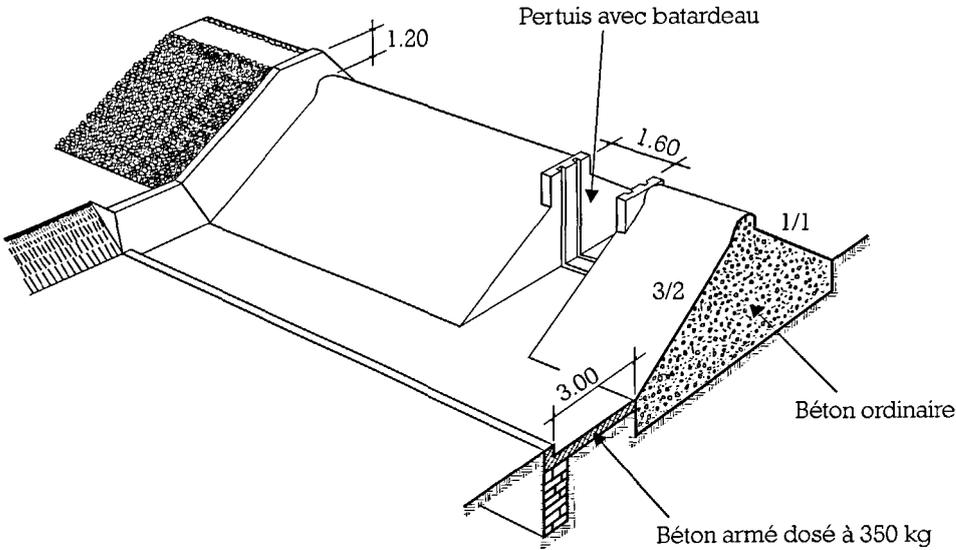


Figure 2.39 : Ouvrage de vidange intégré au déversoir (barrage de Keita - NIGER) - Extrait de [2]. (N.B. : bien entendu, le pertuis à batardeaux est parfaitement réalisable dans le cas d'un déversoir plus classique, à parement amont vertical).

2.4.2. Les ouvrages de prise

Les petits barrages, et particulièrement ceux destinés à une utilisation agricole, disposent en général d'un ouvrage de prise (parfois de plusieurs). Mais il arrive également qu'en vue d'exploiter la retenue à des fins d'adduction d'eau ou de satisfaction des besoins pastoraux, on les dote d'organes de prise spécifiques à ces différents usages. Par contre, nous ne traiterons pas ici les conduites forcées destinées à actionner des turbines, qui équipent le plus souvent de grands barrages.

2.4.2.1. Ouvrage de prise à but agricole

La prise à but agricole, qui comprend essentiellement un dispositif de prise à l'amont, une conduite enterrée ou posée sur la digue et un ouvrage de raccordement au réseau d'irrigation à l'aval, doit être implantée en raison de la cote des terres irrigables et dimensionnée en fonction des caractéristiques de l'aménagement aval. Elle doit donc être calée de manière à ce que l'on dispose d'une charge suffisante, qui permette de conduire l'eau jusqu'à l'extrémité du périmètre en fonctionnement normal.

Les deux types principaux d'ouvrage de prise sont :

- le siphon ;
- la conduite enterrée.

a) Le siphon

C'est une option intéressante qui présente des avantages non négligeables. C'est tout d'abord une solution nécessitant un investissement inférieur au coût d'une conduite enterrée de même capacité. On peut en particulier en équiper des barrages anciens dépourvus initialement d'ouvrage de prise. Point n'est besoin alors d'entailler le remblai.

Il est composé d'une conduite, qui suit le profil supérieur du barrage, d'un clapet et d'un jeu de vannes qui commande son fonctionnement.

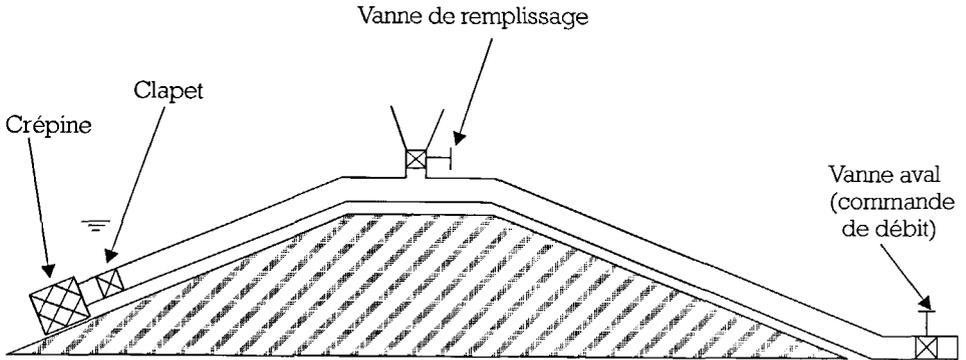


Figure 2.40 : Principe d'une prise d'eau par siphon.

La figure 2.41 décrit les opérations nécessaires à l'amorçage. On ferme tout d'abord la vanne aval, le clapet étant lui-même fermé. On ouvre la vanne de remplissage située au point le plus élevé du dispositif puis on remplit la conduite en prenant bien la précaution de ne pas y laisser d'air (a). On ferme ensuite la vanne de remplissage (b). Celle de l'aval est alors ouverte de manière à obtenir le débit requis (c).

L'installation d'un siphon ne présente guère de difficulté et il n'induit pas, contrairement à la conduite enterrée, de risque d'infiltrations privilégiées. En outre, si le périmètre irrigué vient à être étendu, on peut suivre la progression des besoins en eau correspondante par simple ajout de siphons supplémentaires.

Enfin c'est un système simple, souple d'utilisation, mais qui peut présenter l'inconvénient de se désamorcer fréquemment (notamment par une mauvaise fermeture du clapet amont). Il faut également se souvenir que la hauteur d'aspiration est limitée à 7 ou 8 m au maximum. Les prises par siphon seront donc obligatoirement réservées à de petits barrages. Ce sont sans doute ces problèmes qui ont conduit les concepteurs à leur préférer dans la majorité des projets les conduites enterrées. Cependant, ce ne serait pas forcément un bon choix que d'éliminer a priori ce type de dispositif et dans certains cas cette solution pourra même s'avérer judicieuse.

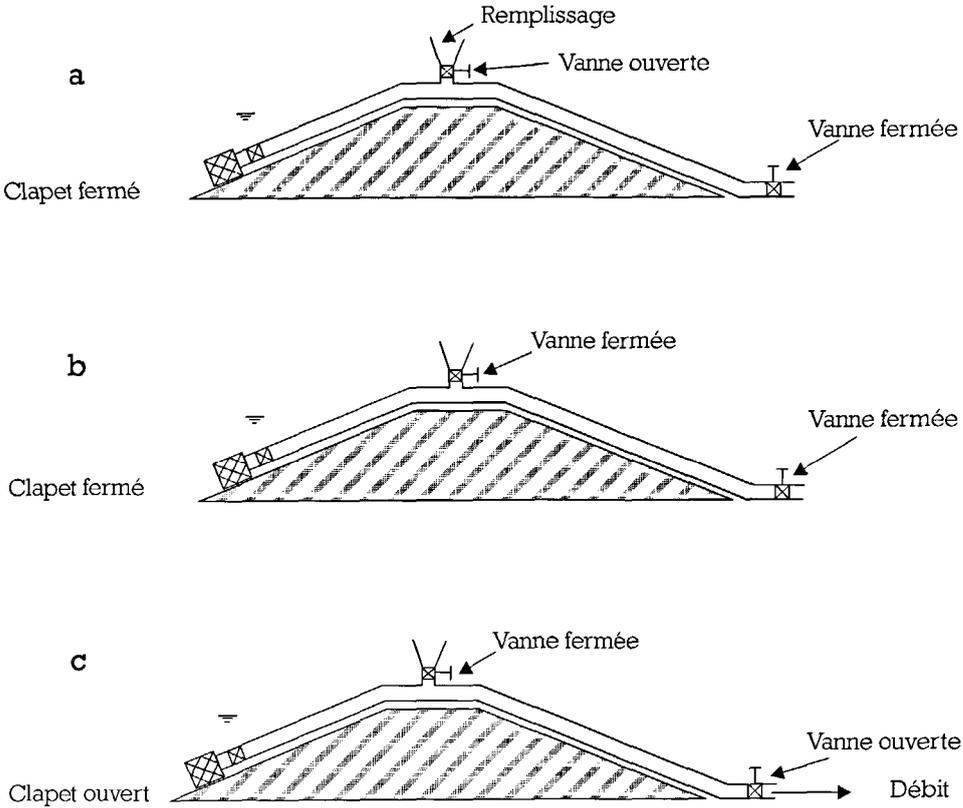


Figure 2.41 : Procédure d'amorçage d'une prise d'eau par siphon

Par ailleurs on peut atténuer dans une certaine mesure ces problèmes, notamment en dotant le siphon d'un appareillage permettant un amorçage facile. Il faudra également protéger la crépine pour éviter qu'elle ne soit obstruée trop souvent. Une autre amélioration possible est l'adoption d'une branche amont mobile à rotule étanche, avec crépine sur flotteur. Une conduite en matériau relativement souple (comme le polyéthylène H.D.) est aussi envisageable dans ce cas.

b)La conduite enterrée

La conduite enterrée est l'ouvrage de prise le plus utilisé actuellement en milieu rural. Fonctionnant dans la majorité des cas en charge, sa conception diffère peu de celle des conduites de vidange du même type. On la choisira de préférence en acier, posée dans des conditions similaires. Étant souvent de diamètre inférieur, on pourra aussi la glisser dans la canalisation de vidange (alors surdimensionnée). Dans le cas où elle est installée en tranchée, il faudra bien entendu prévoir là aussi des écrans anti-renard, un enrobage de béton et toutes les précautions déjà évoquées au paragraphe 2.4.1.

La conduite est alimentée à partir de la retenue par une tour de prise ou un puisard selon que la vanne de commande est placée à l'amont ou à l'aval. Elle débouche à l'aval du barrage dans un bassin de tranquillisation, souvent de type impact (cf. 2.3.3.3), relié à la tête morte du canal primaire du réseau d'irrigation.

La position amont est techniquement préférable car, elle permet de ne pas laisser la conduite en charge. Elle est cependant plus coûteuse que la position aval car, pour en faciliter l'accès, elle nécessite généralement la construction d'une tour de prise, où est logé le système de vannes, et d'une passerelle (pas dans le cas d'un barrage en béton à parement amont vertical dépendant). La figure suivante donne un exemple d'ouvrage de prise à commande amont.

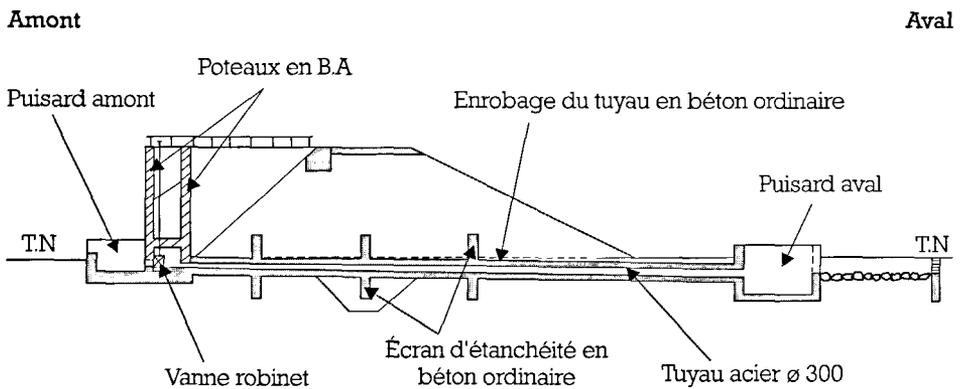


Figure 2.42 : Ouvrage de prise avec tour (Katiéplénou - COTE D'IVOIRE - Extrait de [2]).

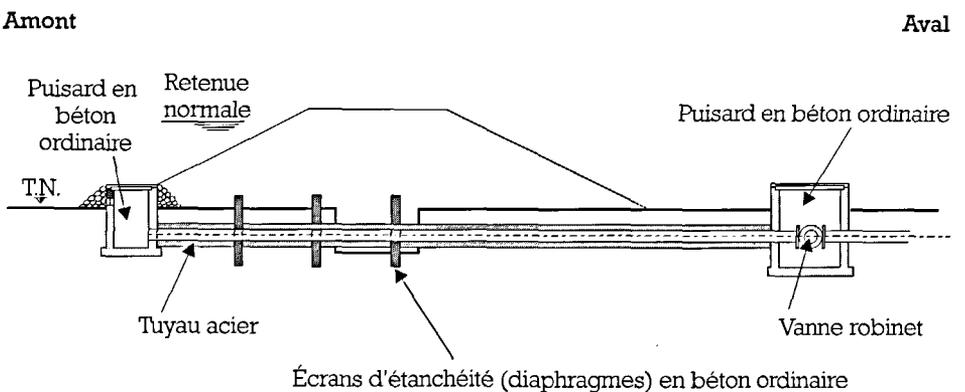


Figure 2.43 : Ouvrage de prise à commande aval.

On s'efforcera d'étudier un dispositif de tour de prise économique, en optimisant en particulier les volumes de béton.

Pour la gamme de hauteur des barrages décrits dans ce livre, on pourra cependant s'orienter vers une prise à vanne aval (figure 2.43), à condition d'être en mesure de bien surveiller l'enrobage de béton et l'exécution des soudures de la conduite.

Le diamètre de la conduite doit être calculé en fonction du débit demandé par le périmètre. En l'absence de renseignements plus précis, on pourra retenir comme débit d'équipement 5 l/s/ha. Pour le calcul du diamètre on devra tenir compte des pertes de charge linéaires et singulières le long de la conduite. Comme dans le cas des vidanges, on pourra se servir de l'abaque de la figure 2.37, pour des longueurs de 20 à 110 m.

2.4.2.2. Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau

Pour le barrage destiné à l'alimentation en eau des populations, l'ouvrage de prise doit permettre la distribution d'une eau de bonne qualité. Il faudra éviter qu'elles n'aient recours au puisage direct dans la retenue, le problème se posant en particulier dans les zones rurales et périurbaines.

La prise d'eau potable doit être aussi proche que possible de la surface pour obtenir une eau décantée et oxygénée. On conseillera donc des prises flottantes ou multiples (cette dernière solution a été adoptée sur le barrage de Tourou au Cameroun, décrit en annexe 1-A). La conduite aboutira dans un bassin de distribution à l'aval comportant un compartiment avec filtre suivi d'une réserve surélevée ou non. Il arrive aussi que l'on installe simplement une dérivation sur l'extrémité aval de la conduite de prise d'irrigation. C'est une solution simple mais qui peut conduire à des conflits d'intérêt, et qui présente en outre le désavantage de capter l'eau assez loin sous la surface.

On peut aussi penser à concevoir de véritables petits réseaux d'adduction avec pompage solaire, réservoir métallique surélevé et bornes fontaines munies de boutons-poussoirs pour desservir les hameaux principaux.

Pour alimenter les centres urbains, on se tournera vers des installations de pompage classiques comprenant les groupes motopompes, l'unité de traitement et les stations de refoulement. Elles seront souvent enchâssées dans le corps du barrage et l'on devra alors prendre toute précaution nécessaire à la bonne tenue de l'ensemble.

2.4.2.3. Ouvrage de prise à but pastoral

Prévoir un ouvrage de prise destiné à cet usage permet d'éviter que la retenue ne soit souillée par le bétail et surtout que celui-ci ne détériore les protections du talus amont et le barrage dans son ensemble.

Dans ce cas aussi, on pourra installer un ouvrage spécifique ou une dérivation sur l'ouvrage à but agricole. Mais ce dernier choix peut conduire à des conflits plus graves encore que ceux évoqués dans le paragraphe précédent, dans la mesure où éleveurs et agriculteurs ont souvent des relations traditionnellement difficiles.

Quel qu'il soit, l'ouvrage de prise à but pastoral devra aboutir à des abreuvoirs aménagés, de type abreuvoir à niveau constant. Le débit sera à déterminer avec soin sinon, une fois passé l'attrait de la nouveauté et des avantages réels qu'il y trouve, le pasteur conduira inmanquablement son bétail dans la retenue.

CHAPITRE 3

CONCEPTION DES BARRAGES EN REMBLAI

PRÉAMBULE

Dans le parc africain des petits barrages actuellement en service, le type «barrage en remblai» est largement prédominant dans de nombreux pays (Burkina Faso, Mali, Côte d'Ivoire, etc...).

On regroupe dans cette catégorie :

- **le barrage en terre homogène** (en matériau fin) : le plus simple à réaliser et couramment construit en Afrique sahélienne et tropicale, du fait de l'abondance des gisements d'argile latéritique dont les propriétés - aptitude au compactage, perméabilité après compactage - s'avèrent généralement favorables à la confection de remblais étanches et stables ;

- **le barrage en remblai zoné avec noyau étanche** : dans lequel un noyau vertical en argile, destiné à assurer l'étanchéité du remblai, est intercalé entre deux recharges (amont et aval) d'un matériau plus perméable et mécaniquement performant ;

- **le barrage en remblai à masque** : dont la résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochements, en général) alors qu'un organe mince - tel qu'une géomembrane ou un masque en béton armé ou bitumineux -, placé le plus couramment sur sa face amont, en assure l'étanchéité.

Par la suite, nous abordons la problématique de conception des barrages en remblai au travers des deux premiers types d'ouvrages visés ci-dessus, dont le point commun est d'être étanche dans leur masse.

Le cas particulier des barrages à masque amont sera traité dans une section à part, en fin de chapitre, dans le but de décrire les organes et dispositions spécifiques à ce type d'ouvrage.

Quelle que soit sa structure, pour remplir correctement et durablement ses fonctions, un barrage en remblai doit être stable, étanche, bien drainé et protégé des agents extérieurs. C'est dans cet ordre que nous nous proposons d'analyser le processus de conception de tels ouvrages.

3.1. STABILITÉ DES BARRAGES EN REMBLAI

L'étude de stabilité d'un barrage en remblai est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (pente des talus, en particulier) et des principes du drainage à appliquer : deux paramètres qui conditionnent, bien sûr, le volume et la nature des matériaux à mettre en œuvre et, donc, le prix de revient final de l'aménagement.

En outre, il est évident qu'un barrage mal dimensionné et instable porte, d'une part, préjudice à la sécurité des populations, exploitations agricoles et aménagements situés à son aval et, d'autre part, appellera probablement des travaux d'entretien (recharge des talus, par exemple) - voire de reconstruction - dont le coût remettra généralement vite en cause les économies éventuellement réalisées en négligeant les études préalables...

Après avoir défini la notion de stabilité, on se propose, dans cette section, d'établir une typologie des problèmes d'instabilité avec leurs conséquences sur la pérennité de l'ouvrage, d'inventorier les facteurs qui jouent, dans un sens favorable ou défavorable, sur cette stabilité puis, enfin, d'exposer les principes des vérifications à conduire pour aboutir au meilleur dimensionnement de l'ouvrage.

3.1.1. Pathologie liée à l'instabilité d'ensemble. Conséquences pour l'ouvrage

La stabilité - ou son contraire, l'instabilité - est entendue ici au sens mécanique du terme. Un ouvrage instable mécaniquement se caractérise par l'apparition de désordres dans sa masse qui se traduisent, en surface, par des déformations géométriques décelables, au stade primaire, par l'auscultation topographique.

On opposera cette instabilité mécanique «de masse» aux instabilités d'origine hydraulique (telles que les effets du renardage) ou de surface (telles que le développement du ravinement superficiel) qui affectent plus ponctuellement la géométrie de l'ouvrage et qui seront traitées plus loin dans ce chapitre.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées dans l'étude de la pathologie des ouvrages en remblai :

3.1.1.1. Le glissement des talus

Le cas typique est l'apparition d'une ligne de glissement quasi circulaire dans le corps du remblai aux pentes de talus trop raides :

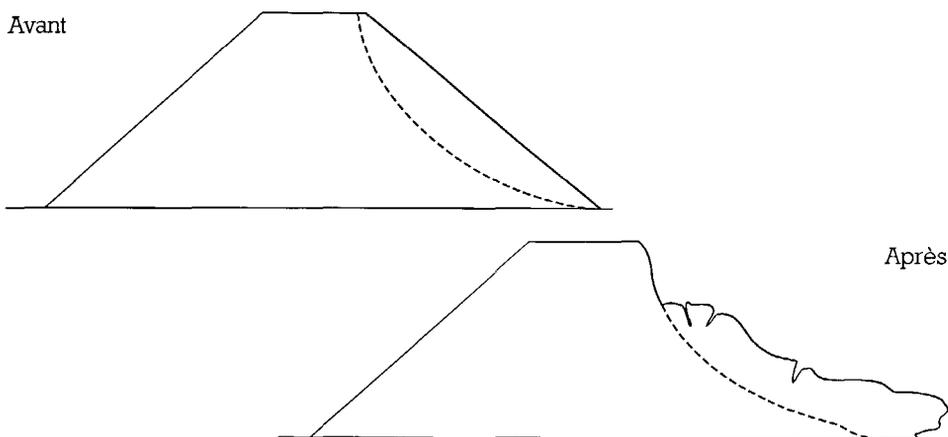


Figure 3.1 : le glissement circulaire sur un talus.

On comprend qu'en matière de pathologie des barrages en remblai, l'apparition d'indices de glissement doit amener le gestionnaire à envisager la vidange préventive totale ou partielle de la retenue et que la sécurité de l'ouvrage au glissement constitue une préoccupation majeure du concepteur.

3.1.1.2. L'instabilité mécanique en fondation

Un barrage en remblai, par nature, sollicite moins sa fondation qu'un ouvrage poids : c'est la raison pour laquelle il est considéré comme le barrage des fondations «meubles».

Rappelons, néanmoins, que la résistance mécanique de la fondation peut conditionner la stabilité : en effet, des lignes de glissement affectant les talus, peuvent également recouper la fondation.

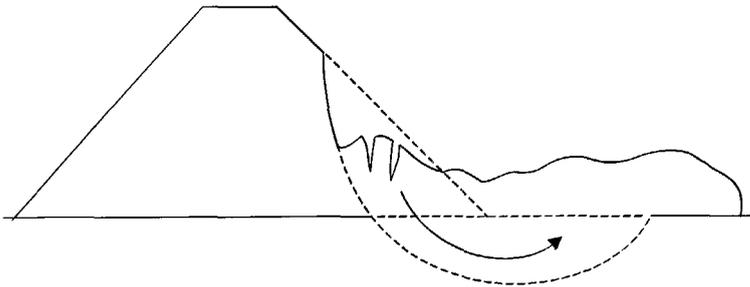


Figure 3.5 : Cercle de glissement dans le cas d'une fondation de faible résistance mécanique.

En outre, dans certains cas particuliers, la présence en fondation d'une couche mince aux médiocres propriétés mécaniques est susceptible de favoriser, sous la poussée du remblai, l'apparition d'un *glissement de type plan* le long de cette ligne de faiblesse.

Une fois dressée la pathologie des barrages en remblai vis à vis des problèmes de stabilité mécanique, identifions maintenant les principaux facteurs, internes et externes, qui interagissent sur la résistance de l'ouvrage aux diverses sollicitations.

3.1.2. Facteurs déterminant la stabilité du remblai

3.1.2.1. Caractéristiques des matériaux constitutifs

C'est, bien évidemment, le premier paramètre qui vient à l'esprit dans l'explication de la stabilité d'un remblai. Il s'agit des caractéristiques des matériaux constitutifs :

- d'une part, du **remblai proprement dit** : rappelons, à ce propos, que, dans un barrage en terre, le matériau de construction est, par définition, un sol... remanié par les travaux de terrassement (déblai et transport) et de mise en œuvre (compactage destiné justement à améliorer les propriétés mécaniques du matériau initial) ;

- d'autre part, **de sa fondation** : le matériau correspondant est alors un sol en place, généralement décapé en surface.

Parmi les caractéristiques intrinsèques de ces matériaux, les propriétés mécaniques jouent, logiquement, un rôle primordial et direct dans la stabilité de l'ouvrage :

- la cohésion et l'angle de frottement interne du (ou des) matériau(x) de remblai et de fondation déterminent la résistance au cisaillement et, donc, au glissement des talus sur leur fondation ; ces paramètres sont mesurés lors d'essais triaxiaux consolidés non drainés (c.u.) avec mesure de la pression interstitielle ;

Il n'y a, à l'évidence, pas d'étude de stabilité possible sans détermination préalable des caractéristiques des matériaux constitutifs de l'ouvrage : ce qui justifie l'importance de la campagne de reconnaissance des sols et des essais de laboratoire sur les échantillons prélevés in situ dans les zones d'emprunt et en fondation.

- Dans ce cadre, les caractéristiques de la fondation sont obtenues grâce à des essais in situ, ou à des essais en laboratoire réalisés sur des prélèvements **intacts**.

- Les caractéristiques du remblai sont obtenues grâce à des essais en laboratoire réalisés sur des prélèvements **remaniés puis compactés**.

3.1.2.2. Profil du remblai

La largeur en crête du remblai est déterminée par des considérations d'accessibilité ou de communication d'une rive à l'autre ($l = 3,5$ m au minimum). La configuration du noyau éventuel est généralement fixée par des questions d'étanchéité et de gradient hydraulique (cf. sections 3.2 et 3.3).

Les pentes des talus amont et aval apparaissent comme les paramètres déterminants de la stabilité du remblai sur sa fondation. Le tableau 3.1 (cf. 3.1.3.1 ci-après) permet d'établir un premier dimensionnement qui devra être validé par les calculs de stabilité.

3.1.2.3. L'hydraulique interne

Au plan microscopique et très schématiquement, la résistance d'un sol au sens large réside, dans la reprise des efforts extérieurs par le frottement grain à grain des particules solides qui le constituent, et par la cohésion entre particules dans le cas de matériaux fins.

Or, la pression interstitielle - c'est-à-dire la pression de l'eau présente entre les grains - diminue, voire annule, le frottement. Aussi, les sols saturés résistent beaucoup moins bien aux contraintes de cisaillement qui tendent à les faire glisser suivant des surfaces de rupture privilégiées.

On conçoit, dès lors, aisément que la configuration de la ligne de saturation dans le remblai influence grandement le comportement de l'ouvrage à la stabilité, comme l'illustre le schéma comparatif suivant :

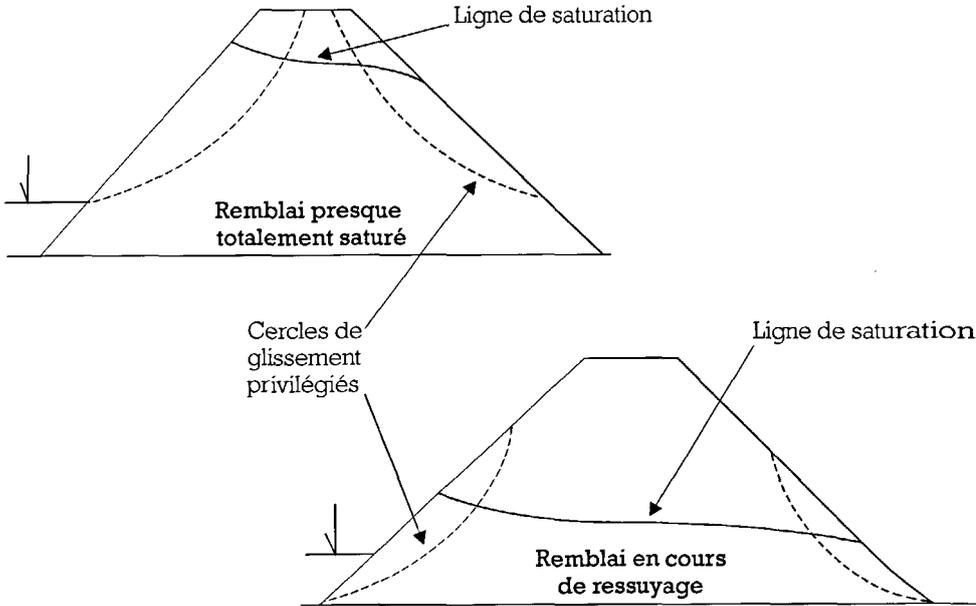


Figure 3.6 : Variation de la sensibilité au glissement selon la position de la ligne de saturation.

Le concepteur peut donc également jouer sur le drainage du remblai pour améliorer, à géométrie extérieure égale (pente des talus fixée), les caractéristiques de stabilité de l'ouvrage étudié.

3.1.2.4. Les cas de charge

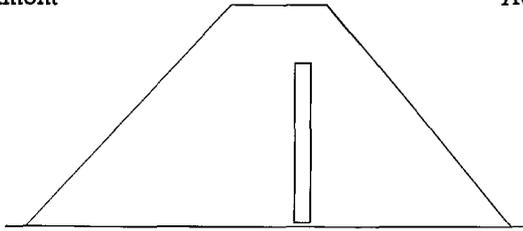
La détermination des cas de charge constitue une approche classique et incontournable dans les études de dimensionnement en génie civil.

Il s'agit d'inventorier et de décrire les différents scénarios de sollicitation auxquels l'ouvrage projeté sera soumis successivement au cours de sa vie. Le calcul de stabilité consiste alors à vérifier que les coefficients de sécurité sont satisfaisants pour chaque scénario - cas de charge - envisagé.

Dans le domaine particulier des barrages en remblai, on peut imaginer les principaux cas de charges illustrés par la figure suivante.

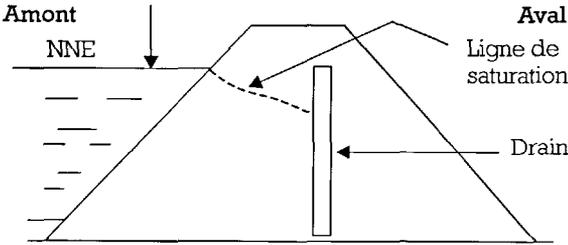
Chacun de ces scénarios prédétermine, en fait, les valeurs de certains paramètres explicatifs de la stabilité : citons, parmi ceux-ci, la configuration de la ligne de saturation ou encore les types de caractéristique mécanique à prendre en compte (consolidé/non consolidé, drainé/non drainé) pour le remblai et/ou sa fondation.

Amont



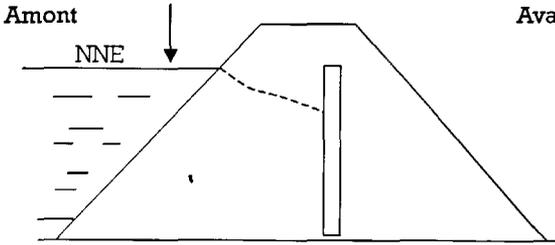
Aval 1. Barrage non mis en eau, fondation non consolidée

Amont



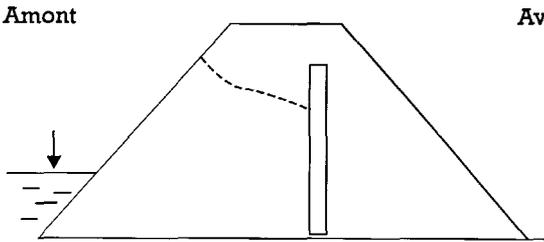
Aval 2. Barrage mis en eau, fondation non consolidée

Amont



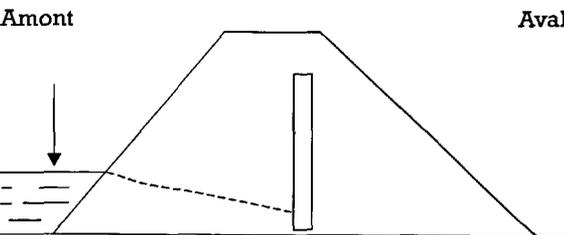
Aval 3. Barrage mis en eau, fondation consolidée

Amont



Aval 4. Barrage en vidange rapide, fondation consolidée

Amont



Aval 5. Barrage, en vidange lente (ou non mis en eau), fondation consolidée

Figure 3.7 : Scénarios de sollicitation d'un barrage en remblai.

En outre, à l'examen de ces schémas, on remarque que :

- les cas de charge (1) et (5) sollicitent de façon équivalente les talus amont et aval ;
- les cas (2) et (3) sollicitent particulièrement le talus aval - le cas (2) étant plus défavorable que le (3) puisque les caractéristiques mécaniques d'un matériau non consolidé/non drainé sont moins bonnes (sous-pressions liées à la construction non encore dissipées) ;
- le cas (4) sollicite fortement le talus amont (où la ligne de saturation est très élevée) mais pas plus le talus aval que le cas (3).

En pratique, les calculs montrent que, dans les cas les plus courants, on peut ramener l'étude de la stabilité à la prise en compte des deux cas de charge suivants, respectivement les plus défavorables :

- pour le talus aval, cas (2) dit de «*stabilité à court terme, retenue pleine*» : correspondant à un remblai frais, à la fondation non encore consolidée (caractéristiques mécaniques de court terme, révélées par les essais UU) et déjà soumis à une saturation partielle du fait de la mise en eau ;
- pour le talus amont, cas (4) dit «*de stabilité à long terme, en condition de vidange rapide*» : qui représente un remblai ancien (à la fondation consolidée), mais demeurant à saturation après une vidange rapide de la retenue.

Cependant, le concepteur ne doit pas perdre de vue que les spécificités de fonctionnement de l'ouvrage à étudier peuvent faire sortir ce dernier, dans un sens défavorable ou favorable, du cadre-type défini ci-dessus.

En Afrique, en particulier, le cas de la stabilité du talus amont à la vidange rapide peut ne pas être à envisager pour les petits ouvrages en terre qui ne disposent pas d'organe de vidange - l'assèchement de la retenue s'effectuant alors, naturellement et progressivement, au moins une fois par an, lors de la saison sèche. Dans ce cas pour le dimensionnement du talus amont il convient de considérer le cas (1) «*stabilité à court terme retenue vide*».

3.1.3. Étude de stabilité

L'étude de la stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

- soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixées et/ou déterminées a priori ;
- soit par une série de calculs dits de dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle des talus, par exemple) jusqu'à obtenir le coefficient de sécurité souhaité : cette approche permet d'optimiser la configuration de l'ouvrage.

Un dimensionnement consiste, donc, à répéter des vérifications avec des paramètres variables.

La vérification de l'ouvrage doit être effectuée, respectivement, vis à vis des deux types de risque qui le menacent sur le plan de la stabilité mécanique des talus (cf. § 3.1.1) : le glissement des talus et l'instabilité en fondation.

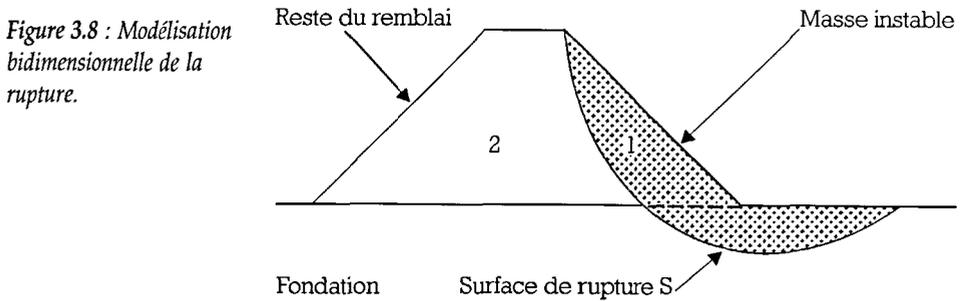
3.1.3.1. Vérification vis à vis du risque de glissement

Il existe de très nombreuses méthodes de calcul de stabilité au glissement : les plus courantes sont les méthodes dites de «calcul à la rupture». Les progrès récents de l'informatique permettent d'envisager la mise en œuvre de méthodes plus complexes telles que le calcul aux éléments finis, où le comportement interne du remblai peut être modélisé afin d'aboutir à une véritable étude des contraintes et des déformations de l'ouvrage.

Pour un petit barrage en remblai, cependant, les méthodes classiques de «calcul à la rupture» suffisent amplement. Parmi celles-ci, nous exposerons de façon plus détaillée la méthode des tranches, couramment utilisée.

a) Principes généraux des méthodes de calcul à la rupture

L'analyse de la stabilité du remblai est traitée comme un problème d'équilibre limite d'une masse de sol ayant tendance à se séparer du reste du remblai suivant une surface de rupture privilégiée.



Le long d'une surface de rupture S donnée, on calcule la contrainte engendrée par les forces (en particulier, de gravité) agissant sur la masse instable (1). On compare cette contrainte de rupture à la résistance au cisaillement du remblai - estimée à partir de ses caractéristiques mécaniques. On obtient, ainsi, une «marge de sécurité» (sous la forme d'un coefficient de sécurité) par rapport à la rupture, pour cette surface donnée S .

L'objectif est de déterminer, à partir d'un grand nombre de positions de la surface de rupture (calcul par itérations successives), la marge de sécurité *minimale* qui correspond finalement au coefficient de sécurité global du talus de remblai étudié. Pour mener à bien ce calcul, un certain nombre d'hypothèses simplificatrices sont formulées:

- le problème est considéré comme bidimensionnel et les calculs correspondent à une «épaisseur» de talus de valeur unité - on notera que le fait de négliger les «effets de bord» va, a priori, dans le sens de la sécurité ;
- la rupture est censée s'effectuer instantanément en tous les points de la surface de glissement, le long de laquelle on suppose que s'exprime l'état limite d'équilibre ;

- pour le cas d'un talus de remblai pseudo-homogène, on considère que la ligne de glissement est de type circulaire.

Ces deux dernières hypothèses sont, évidemment, corroborées par les observations faites sur des cas réels de rupture.

b) La méthode des tranches

Dans cette méthode, la masse réputée instable par rapport à la surface de glissement envisagée est fictivement découpée en (n) tranches verticales juxtaposées de faible épaisseur. Chaque tranche (i) est soumise aux forces suivantes :

- son poids propre \vec{W}_i (sol et eau) ;
- les forces de réaction du sol de composantes tangentielle \vec{T}_i et normale \vec{N}_i
- les efforts inter-tranches \vec{F}_{i-1} et \vec{F}_i s'appliquant sur les faces latérales.

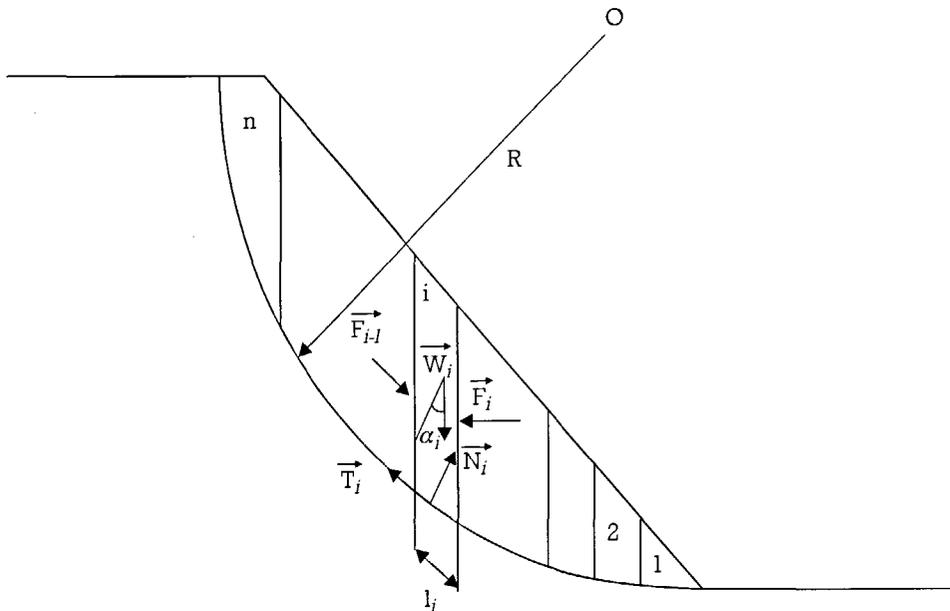


Figure 3.9 : Diagramme des forces agissant sur une tranche.

Soit l_i la portion de cercle de glissement interceptée par la tranche d'ordre (i) que nous considérons.

La résolution analytique des équations d'équilibre n'est facile qu'en adoptant des hypothèses simplificatives sur les efforts inter-tranches :

- FELLENIUS propose $\vec{F}_i = \vec{F}_{i-1}$

- BISHOP, quant à lui, prend seulement pour nulle la résultante des projections sur la verticale des forces inter-tranches $\overrightarrow{F_i}$.

Dans la méthode de FELLENIUS, que nous retiendrons par la suite, l'effort normal résultant de l'action de la tranche sur la portion l_i se ramène à la composante normale de son poids $\overrightarrow{W_i}$ à laquelle se soustrait l'action (éventuelle) de la pression interstitielle.

La loi de Coulomb stipule, dans ces conditions, qu'à la rupture, la force limite mobilisable (tangentielle) de résistance au cisaillement s'exprime, pour la tranche i , sous la forme :

$$(1) \quad (T)_i \text{ mobilisable} = C_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \text{tg} \varphi_i$$

- avec : . C_i cohésion du sol à la surface de rupture ;
 . φ_i angle de frottement interne du même sol ;
 . u_i pression interstitielle régnant à la base de la tranche ;
 et où : . le terme $(C_i l_i)$ représente la part due à la cohésion ;
 . le terme $(W_i \cos \varphi_i - u_i l_i) \text{tg} \varphi_i$ représente la part due au frottement.

Dès lors, et compte tenu de la forme circulaire de la ligne de glissement, on écrit l'équilibre limite global en termes de moments résultants par rapport au centre (O) du cercle de rupture de rayon R :

$$(\sum M^t \text{ résistant}) = F \times (\sum M^t \text{ moteur})$$

où F est le coefficient de sécurité pour ce cercle - coefficient qui permet finalement d'apprécier la marge de sécurité existant entre le moment résistant mobilisable et le moment moteur effectivement appliqué, c'est-à-dire entre l'équilibre limite et l'équilibre actuel.

$$\text{or :} \quad \sum M^t \text{ moteur} = \sum_{i=1}^n R W_i \sin \alpha_i = R \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i$$

$$\text{et d'après (1) :} \quad \sum M^t \text{ résistant} = \sum_{i=1}^n R [C_i \times l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \text{tg} \varphi_i]$$

On en déduit la valeur de F pour le cercle testé :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [C_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \text{tg} \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

Remarque : si le cercle testé ne concerne qu'une seule couche de sol (ex : cercle dans le corps d'un remblai homogène), on a de plus $C_i = C = \text{constante}$ et $\varphi_i = \varphi = \text{constante}$ et F s'écrit :

$$F = \frac{Cl + (\text{tg} \varphi \sum_{i=1}^n (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i))}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

Grâce aux nombreuses hypothèses simplificatrices introduites, on s'aperçoit que le calcul de la stabilité, par la méthode des tranches de FELLENIUS, ne s'avère pas vraiment complexe sur le plan analytique.

Il apparaît, par contre, fastidieux puisqu'il doit être répété pour une série de cercles de glissement jusqu'à trouver le cercle de coefficient de sécurité le plus faible - dit le cercle critique.

Aujourd'hui, grâce à l'outil informatique, cette difficulté tombe d'elle-même dans la mesure où les ordinateurs, de plus en plus rapides, sont, par nature, capables de conduire aisément de tels calculs itératifs. Aussi, de nombreux logiciels compétitifs, conçus sur la base de ces méthodes simplifiées de calcul (FELLENIUS et BISHOP), existent, de nos jours, sur le marché. Pour l'étude de stabilité des petits barrages en terre et, sauf cas particulier, on pourra donc faire appel à ces logiciels de calcul.

c) Discussion sur les résultats des calculs.

Une fois obtenu un coefficient de sécurité pour un talus, il convient de l'interpréter dans le cadre du cas de charge envisagé (cf. 3.1.2.4).

Ainsi, on admet traditionnellement que, pour les deux cas de charge typiques d'un barrage, les valeurs de coefficient de sécurité suivantes sont acceptables :

- 1,3 à 1,5 pour le talus amont à long terme, en conditions de vidange rapide ;
- 1,5 à 1,7 pour le talus aval à court terme, retenue pleine, où les caractéristiques mécaniques C_{uu} et φ_{uu} (non consolidé/non drainé) sont habituellement prises en compte.

Cet exemple illustre bien la différence d'appréciation du coefficient de sécurité selon le cas de charge : on s'autorise, en effet, un coefficient de sécurité plus faible pour le talus amont dans le scénario «vidange rapide» dans la mesure où, la retenue étant vide par définition, les conséquences d'une éventuelle rupture seraient moins graves que celles d'un glissement sur le talus aval, retenue pleine.

Si le coefficient de sécurité obtenu à l'issue des calculs sur l'un et/ou l'autre talus ne s'avère pas satisfaisant, le concepteur doit jouer sur les paramètres variables de l'aménagement :

- d'abord et surtout, la configuration géométrique du remblai (cf. 3.1.2.2) : pente des talus et parfois, profil en long (introduction d'une banquettes stabilisatrice) ;
- éventuellement, l'hydraulique interne (cf. 3.1.2.3) : par exemple, modification du système de drainage aval pour augmenter le coefficient de sécurité du talus aval grâce à un meilleur rabattement de la ligne de saturation.

Ici, encore, l'outil informatique va permettre de multiplier les calculs, dans un temps limité, et d'affiner au mieux le dimensionnement du remblai.

d) Effet sur la stabilité d'une variation des caractéristiques mécaniques

L'angle de frottement interne et la cohésion - du remblai et/ou de la fondation - constituent, nous l'avons vu, des paramètres explicatifs fondamentaux de la stabilité. En laboratoire, ils sont déterminés sur des éprouvettes de sol, à partir de l'essai triaxial et de celui de cisaillement à la boîte de Casagrande.

En effectuant toute une série de calculs de simulation avec le logiciel STAB du CEMAGREF (méthode de FELLENIUS), ALONSO, BERNEDE et MORLIER [50] ont récemment pu quantifier l'influence d'une variation de ces deux propriétés intrinsèques des matériaux sur le coefficient de sécurité.

Nous reportons ci-après, à titre d'illustration, le graphe de variation obtenu dans l'étude systématique d'un talus amont de remblai, avec une cohésion et un angle de frottement interne initiaux respectivement de 20 kPa et 25°, dont la pente a été préalablement fixée pour garantir un coefficient de sécurité de 1,5.

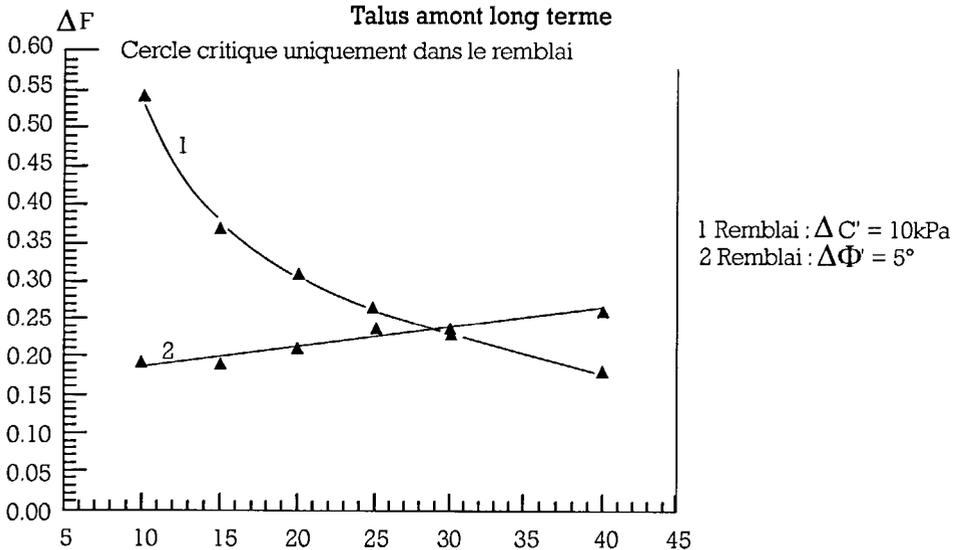


Figure 3.10 : Influence de chaque caractéristique mécanique sur la stabilité à long terme du talus amont (d'après [50]).

On lit sur ce graphe, que, pour un talus amont de remblai de 10 m, une diminution ΔC de la cohésion de 10 kPa (passant donc de 20 à 10 kPa) entraîne une diminution ΔF de 0,55 du coefficient de sécurité (qui passe de 1,5 à 0,95). De même, une diminution $\Delta \Phi$ de 5° (passant de 25° à 20°) ramène le coefficient de sécurité de 1,5 à 1,3 (soit une diminution ΔF de 0,20).

Il apparaît, ainsi, à l'évidence que l'influence de la cohésion du remblai sur la stabilité est particulièrement importante pour les ouvrages de faible hauteur. Il faut donc veiller à ne pas la **surestimer**. Aussi, même si les essais de laboratoire donnent des valeurs de cohésion souvent élevées pour les matériaux argileux, on admet qu'in situ des conditions ou situations spécifiques dans la vie de l'ouvrage peuvent fortement l'affecter : par exemple, chutes brutales de la cohésion pour les argiles très plastiques, sensibles à la fissuration. Pour de tels matériaux, on ramènera donc, par sécurité, la cohésion à des valeurs de quelques kPa, dans les calculs de stabilité.

e) Fruits indicatifs des talus

Nous avons dit plus haut que des logiciels simples permettent de dimensionner fiablement et rapidement les remblais et nous recommandons leur emploi, autant que faire se peut, pour la conception des barrages en terre, même de dimensions modestes.

Pour la conception des plus petits barrages ($H < 5 - 7$ m), avec des matériaux reconnus comme «habituels», pour la réalisation d'une étude de diagnostic rapide ou pour un prédimensionnement d'ouvrage, on pourra néanmoins, se reporter au tableau des fruits indicatifs suivants - tableau qui résulte, d'une part, des règles de l'art usuelles et, d'autre part, de l'expérience :

Tableau 3.1 : Fruits indicatifs des talus de barrage stables (d'après [63]).

Hauteur du barrage	Type du barrage en terre	Fruit des talus	
		Amont	Aval
Inférieure à 5 m	- Homogène ou à zones	2	2
5 à 10 m	- Homogènes, granulométrie étendue	2,5	2,25
	- Homogène, à fort pourcentage d'argile	2,75	2,25
	- A noyau et recharges grossières	2,25	2
10 à 15 m	- Homogène, granulométrie étendue	2,75	2
	- Homogène, à fort pourcentage d'argile	3	2,5
	- A noyau et recharges grossières	2,5	2,25

3.1.3.2. Vérification de la stabilité de la fondation aux glissements

a) Glissement circulaire

L'étude de la résistance de la fondation au glissement de type circulaire est généralement intégrée, puisque intimement liée aux calculs de stabilité des talus du remblai.

Dans la méthode des tranches, en effet, le principe du calcul demeure strictement applicable à des cercles de glissement recoupant également la fondation - à condition, bien sûr, de connaître les caractéristiques mécaniques du(des) sol(s) concerné(s) et d'adapter le découpage en conséquence (c'est-à-dire de façon à ce que les conditions de résistance au cisaillement soient constantes le long de la portion de ligne de glissement interceptée par chaque tranche).

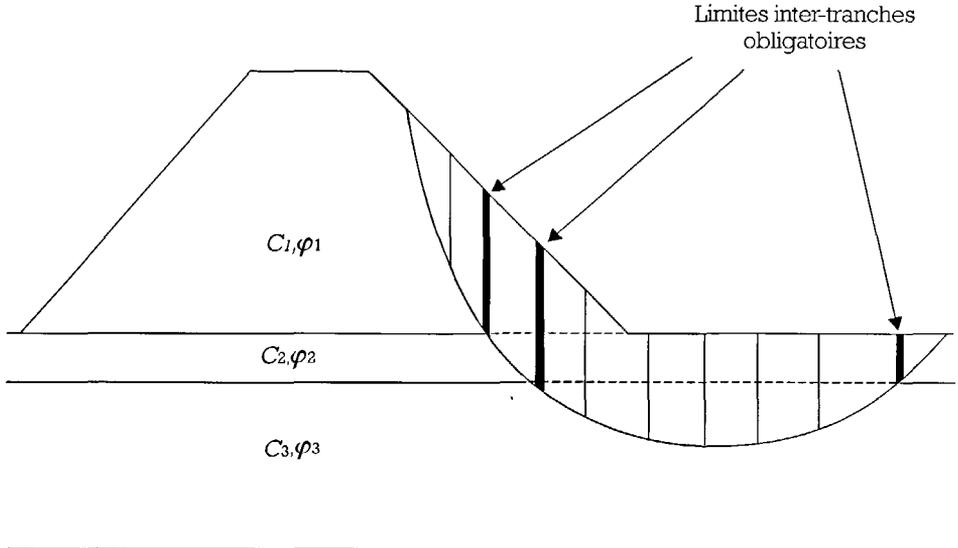


Figure 3.11 : Exemple de découpage en tranches pour l'étude d'un cercle de glissement interceptant deux couches de fondation.

b) Glissement plan

Vis à vis du risque de glissement du type plan en fondation, la vérification n'est à faire, a priori, que dans le cas particulier où les reconnaissances de sol préalables ont révélé la présence, sous l'emprise du remblai projeté, d'une couche peu épaisse aux propriétés mécaniques très médiocres (ex : argile molle), susceptible de jouer le rôle de plan de rupture privilégié.

Une vérification simple consiste à comparer la poussée (P) - motrice - induite par le corps du remblai sur la couche sensible, dans l'axe du barrage, avec la somme des efforts résistants apportés par :

- la butée (B) opposée par la fondation à l'extrémité du remblai, d'une part,
- la cohésion (C) le long du plan de glissement, d'autre part.

Le coefficient de sécurité obtenu doit être au moins égal à 1,5. Si cette valeur ne s'avère pas atteinte, les dispositions envisageables sont, en théorie :

- la diminution de la pente des talus (afin d'augmenter la part de résistance apportée par la cohésion) ;
- le décapage de la fondation jusqu'à la couche incriminée.

Dans la pratique, cependant, il y a fort à craindre que l'une ou l'autre de ces dispositions grève de façon importante l'économie du projet et que l'on soit conduit à rechercher un autre site, plus favorable à l'implantation du barrage.

3.2.1. Pathologie liée aux tassements

3.2.1.1. Le tassement de la fondation

Un tassement significatif de la fondation, local ou généralisé, peut :

- réduire la revanche en crête d'ouvrage en se cumulant, par exemple, avec un tassement du remblai ;
- détruire ou endommager des conduites et des dispositifs de drainage situés à la base du remblai : cassures ou déboîtement des canalisations, apparition de contre-pentes, ...

Aussi, les couches reconnues comme très compressibles à l'étude préalable (terre végétale, tourbe, alluvions non stabilisées) sont à décaper lors des travaux préparatoires afin de minimiser la valeur des tassements potentiels. Si l'enlèvement complet de ces couches n'est pas économiquement possible, des dispositions constructives particulières doivent être prévues dans le projet (larges risbermes amont et aval).

3.2.1.2. Le tassement du remblai

Le remblai, même après compactage, reste un matériau compressible, surtout s'il s'agit d'une argile. Les couches de base du remblai sont, en effet, soumises au poids des couches supérieures et sont d'autant plus sujettes au tassement que la hauteur de l'ouvrage est importante.

Cependant, pour les petits barrages, construits avec des moyens de compactage appropriés, le tassement du corps de remblai demeure limité voire négligeable. On considère habituellement que le tassement après construction d'un remblai correctement compacté (plus de 97 % de l'OPN) est de l'ordre de 1 % de sa hauteur, ce tassement étant quasiment nul pour les remblais de moins de 10 à 15 m de hauteur.

3.2.2. Facteurs déterminant le tassement

Le principal facteur traduisant la sensibilité au tassement du remblai ou de la fondation est leur indice de compressibilité. Ce paramètre est mesuré lors d'essais œdométriques.

3.2.3. Vérification des tassements

3.2.3.1. Tassement en fondation

Sur le tassement total que peut subir un corps de remblai compacté de petit barrage, celui issu des fondations en explique la plus grande part si l'ouvrage est implanté sur des terrains meubles (par exemple, alluvionnaires) - ce qui constitue, évidemment, un cas courant dans les fonds de vallée.

Les essais œdométriques, mis en œuvre pour déterminer les caractéristiques de sensibilité au tassement du (des) matériau(x) de fondation, sont réalisés sur des échantillons de sol non remaniés, prélevés par forage carotté.

Les courbes œdométriques décrivent, en effet, la variation de l'indice des vides (liée au tassement) en fonction de celle de la contrainte verticale appliquée à l'échantillon (cf. chapitre 1 paragraphe 1.3.2.3). Elles fournissent, en outre, la valeur de σ_c contrainte de consolidation, qui représente schématiquement la contrainte en-deçà de laquelle le tassement du sol est nul.

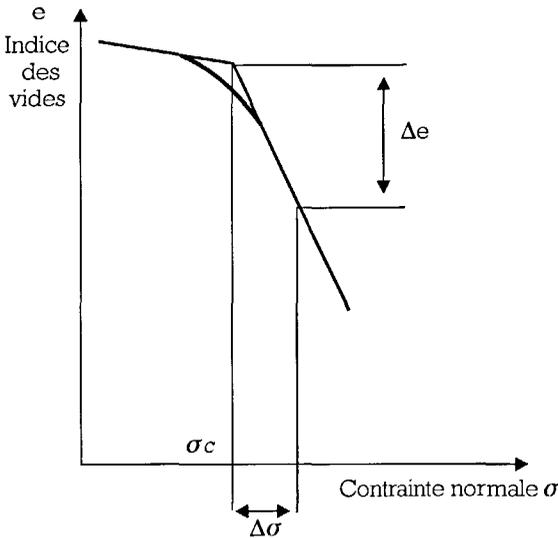


Figure 3.13 : Forme classique d'une courbe œdométrique.

Une méthode classique d'évaluation du tassement s'appuie sur un découpage fictif de la fondation en tranches horizontales d'épaisseur h , suffisamment faible pour que leur indice des vides et la contrainte appliquée puissent être supposés constants.

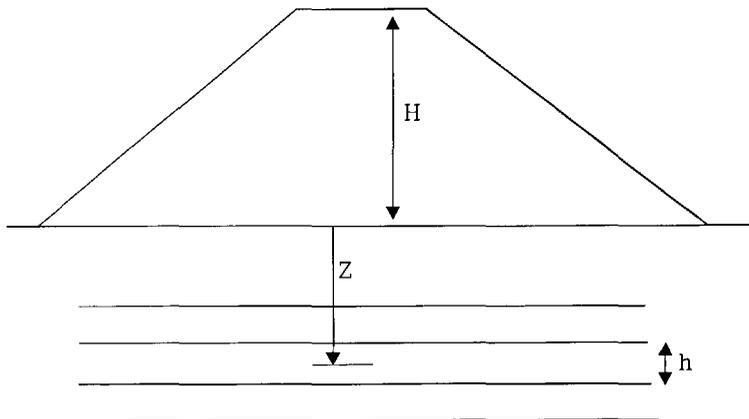


Figure 3.14 :
 Découpage de la
 fondation pour
 évaluation du
 tassement.

Pour chaque tranche élémentaire d'épaisseur h située à la profondeur Z , on détermine la contrainte supplémentaire due à la présence du remblai : celle-ci est, évidemment, proportionnelle à la charge maximale sous le remblai (γH) et inversement proportionnelle à la profondeur Z (se reporter aux abaques de Boussinesq et de Westergaard dans tout manuel de mécanique des sols).

Lorsque la contrainte appliquée par le remblai engendre des contraintes résultantes dans la couche de fondation qui restent inférieures à σ_c , le tassement peut être considéré comme négligeable. Dans le cas contraire, la courbe œdométrique permet de déduire la variation e d'indice des vides résultant de la différence entre la contrainte totale résultante appliquée à la tranche et σ_c .

La tranche considérée tasse ainsi d'une valeur :

$$\Delta h = h \times \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

e_0 étant l'indice de vide initial du sol de la tranche étudiée.

Le tassement global de la fondation s'obtient, dès lors, en cumulant les tassements élémentaires calculés pour chaque tranche.

Enfin, les courbes tassements/temps, issues également de l'essai œdométrique, permettront d'évaluer le temps du tassement. Cette indication de temps est intéressante puisque l'on pourra en déduire la durée - et la valeur - du tassement résiduel à l'issue de la phase de construction du remblai. Le plus souvent, on s'aperçoit que la majeure partie du tassement se produit lors de la construction.

Les valeurs limites admissibles par le tassement sont généralement imposées par la résistance des conduites de prise et/ou de vidange du barrage installées sous le remblai. Là encore, si le tassement prévisionnel est trop important et si aucune disposition technique palliative (conception particulière des conduites, décapage de la couche compressible) ne s'avère économiquement envisageable, on pourra être amené à revoir l'implantation de l'ouvrage.

Pour des petits barrages dépourvus d'organes annexes exposés à proximité de la fondation, on se contentera de prévoir une surélévation du remblai pour pallier les effets du tassement et conserver la revanche prévue au projet.

3.2.3.2. Tassement du remblai

Si le matériau du remblai a été jugé apte au compactage et si sa mise en œuvre est correctement effectuée, les tassements ultérieurs du remblai proprement dit (à l'exclusion de celui de fondation) seront, a priori, limités. La pression de consolidation mesurée par des essais in situ, est, en effet, généralement de l'ordre de 200 à 300 kPa pour un matériau bien compacté : ce qui explique que, la plupart du temps, un remblai de petit barrage ($H < 15$ m) ne tasse pratiquement pas par lui-même (indépendamment de sa fondation).

Il n'est pas exclu, cependant, que l'on puisse rencontrer en Afrique des matériaux latéritiques présentant une faible pression de consolidation après compactage (les exemples cités dans la bibliographie mentionnent alors que le tassement observable est très rapide). Dans de tels cas, le tassement pourra s'évaluer par une démarche analogue à celle décrite pour la fondation.

Comme précédemment, on pourra pallier un tassement significatif (se cumulant éventuellement avec celui de la fondation) par une légère surélévation de la cote du remblai.

3.3. ÉTANCHÉITÉ DU BARRAGE EN REMBLAI

Le barrage est, par essence, un ouvrage destiné au stockage de l'eau. Aussi, pour assumer efficacement cette fonction, doit-il se montrer le plus étanche possible.

A ce propos, il convient de bien distinguer la notion d'étanchéité de la cuvette au sens large, de celle du barrage. L'étanchéité de la cuvette est étudiée au stade des investigations géologiques préalables. Si celles-ci amènent à suspecter de graves défauts d'étanchéité sur l'emprise occupée par la future retenue, le site devra probablement être abandonné (ou tout au moins reconsidéré) - les procédés techniques d'imperméabilisation «en grand» se révélant d'un coût rarement compatible avec l'enveloppe financière du projet.

L'étanchéité au droit du barrage à proprement parler, qui seule nous intéresse ici, repose en fait sur :

- l'étanchéité du corps du remblai ;
- l'étanchéité de la fondation et des rives, qui permet, en fait de raccorder l'étanchéité du remblai avec celle de la cuvette.

Avant de revenir plus en détail sur les deux aspects évoqués ci-dessus, rappelons quelques généralités sur la perméabilité des sols et l'hydraulique interne des barrages en remblai.

3.3.1. Perméabilité et hydraulique interne

Dans un barrage en remblai, le matériau de construction est un sol. Dans la plupart des cas, on souhaite que l'étanchéité de l'ouvrage soit apportée par l'imperméabilité de ce matériau - convenablement mis en œuvre.

La perméabilité d'un sol se définit par la loi de DARCY qui exprime la vitesse (ou le débit) de fuite en fonction du gradient hydraulique et d'un coefficient de perméabilité k . Appliquée à un barrage en remblai (homogène), cette loi s'écrit :

$$Q = k \times S \times i$$

avec Q : débit de fuite en m^3/s (/m de parement)
 i : gradient hydraulique, adimensionnel
 S : longueur mouillée sur le parement amont du barrage, en m
 k : coefficient de perméabilité de Darcy, en m/s.

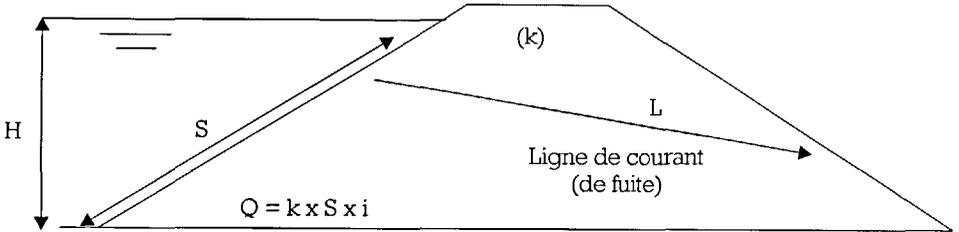


Figure 3.15 : Expression de la loi de Darcy pour un barrage en remblai.

Le gradient hydraulique (i) est le rapport de la différence de charge à la longueur du trajet de l'eau dans le sol. Pour un barrage, il s'agit d'une expression de la forme $(\lambda H L^{-1})$ où (λH) représente la charge moyenne sur le parement amont et (L) la longueur «moyenne» des lignes de courant. Ces deux derniers paramètres dépendent, à l'évidence de la géométrie du remblai et de sa structure interne. On comprend que, dans ces conditions, l'évaluation exacte du débit de fuite à partir de cette seule formule n'est pas tâche facile et ce, d'autant plus qu'il convient également de l'appliquer à la fondation et aux rives pour bien intégrer le débit de fuite total.

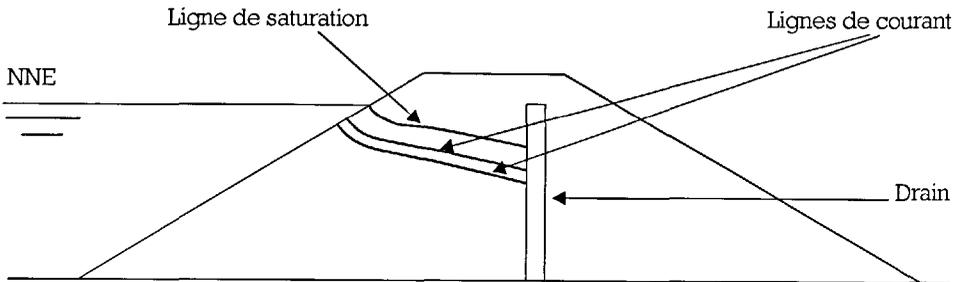


Figure 3.16 : Ligne de saturation dans un barrage homogène.

Le coefficient de perméabilité k peut être considéré comme une propriété hydrodynamique intrinsèque du matériau (si on se limite au cas de l'eau). En laboratoire, la perméabilité est estimée à partir de l'essai au perméamètre ou de l'essai œdométrique. On admet généralement qu'un sol compacté doit présenter un coefficient de perméabilité inférieur à $10^{-6}/10^{-8}$ m/s, pour pouvoir prétendre à une utilisation comme organe d'étanchéité (en masse ou par noyau) d'un petit barrage.

Quelle que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge en eau, tel un barrage, va se saturer partiellement. Dans le cas d'un barrage homogène idéal, la ligne de saturation qui en résulte prend la forme de la parabole dite de KOZENY.

A partir de ce cas simple, toutes les variantes existent suivant la structure interne du barrage.

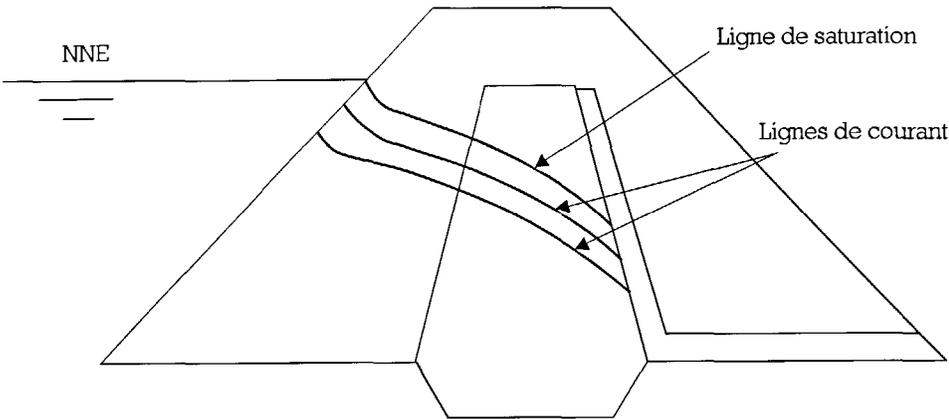


Figure 3.17 : Ligne de saturation dans un barrage à noyau.

Une étude et un tracé précis des lignes de saturation et de courant ne s'imposent, a priori, que dans le cadre de la conception de grands barrages en remblai. Une telle étude d'hydraulique interne permet, en effet, d'aboutir à l'évaluation fine des débits de fuite et des pressions interstitielles, en vue de la réalisation des calculs détaillés de stabilité de l'ouvrage.

Pour les petits barrages, une approche sommaire graphique, s'appuyant sur de simples règles de « bon sens hydraulique », suffit le plus souvent amplement à comprendre le fonctionnement interne du remblai et à dégager les paramètres fondamentaux du calcul de stabilité (géométrie approximative de la zone saturée, par exemple) et les recommandations sur le plan du drainage. Il convient toutefois de prendre en compte l'anisotropie de perméabilité du remblai : de par sa construction par couches, le remblai est beaucoup plus perméable dans le sens horizontal que vertical (dans un rapport pouvant largement dépasser 10).

3.3.2. Étanchéité du remblai

Le remblai, matériau de construction, doit constituer, en théorie, un élément du barrage bien maîtrisé du concepteur sous réserve que les zones d'emprunt aient été correctement caractérisées et repérées et qu'ultérieurement les travaux d'extraction et de mise en œuvre aient été rigoureusement contrôlés.

Les pathologies liées au défaut d'étanchéité du remblai sont malgré tout fréquentes même si les conséquences ne se montrent pas systématiquement graves.

3.3.2.1. Défauts d'étanchéité et conséquences

Les fuites diffuses

C'est, bien sûr, le premier cas pathologique qu'il faut citer.

Par nature, un barrage fuit toujours : le tout est de savoir dans quelles proportions.

Lorsque le remblai s'avère trop perméable et, par voie de conséquence, le débit de fuites trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

La surélévation de la ligne de saturation

Là aussi, tout est question d'échelle : un remblai, soumis à une charge hydraulique, se sature toujours partiellement.

Le problème se pose lorsque, par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne sensiblement différent de celui escompté, avec une ligne de saturation plus élevée que prévu.

Prenons l'exemple d'un barrage zoné dont le noyau ne s'avérerait pas étanche et dont le drain serait colmaté :

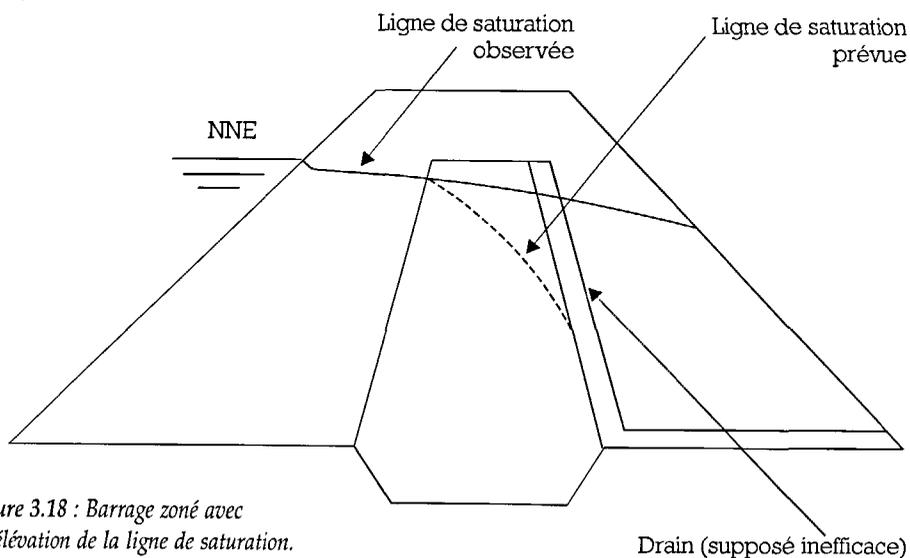


Figure 3.18 : Barrage zoné avec surélévation de la ligne de saturation.

Outre le problème des débits de fuite, une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (avec les conséquences que l'on sait en cas de glissement...) et, de plus, peut engendrer des sous-pressions, non prises en compte au projet, à l'encontre d'ouvrages annexes posés sur le remblai (évacuateur de crues, par exemple). Enfin, et surtout, l'apparition d'un renard est à craindre.

Le phénomène de renard hydraulique

Plus la perméabilité croît, plus la vitesse de percolation, à l'instar du débit de fuite, augmente : il s'agit là de l'une des premières conséquences de la loi de Darcy.

Si les vitesses deviennent trop importantes, les particules solides du remblai sont susceptibles d'être entraînées, notamment au débouché des lignes de courant sur le talus aval. On peut alors assister à la naissance d'un «renard» sous la forme d'un petit tunnel où l'eau circule de plus en plus facilement, avec l'amplification du gradient hydraulique, et qui progresse vers l'amont jusqu'à déboucher dans la retenue : on parle aussi d'érosion interne.

La trop grande perméabilité d'un remblai n'est cependant pas une condition nécessairement suffisante à la formation de renards. D'autres facteurs très importants interviennent dans l'explication du phénomène : le gradient hydraulique (qui, lui aussi, conditionne la vitesse d'écoulement des eaux d'infiltration) et l'hétérogénéité du remblai (défauts d'exécution : compactage insuffisant par places, mauvaise provenance des matériaux, lignes d'écoulement privilégiées le long des conduites prises dans le remblai, ...).

L'évolution des phénomènes conduisant à la formation des renards peut être très lente (plusieurs années), mais tend à s'accélérer rapidement dès qu'apparaissent les premières manifestations visibles. Dans ce cas, une vidange partielle ou totale du plan d'eau s'impose dans les plus brefs délais.

3.3.2.2. Les dispositions pour l'étanchéité du remblai

Puisque nous traitons à part (cf. section 3.6) le domaine particulier des barrages à masque, nous sommes ramenés ici aux cas des barrages dont l'étanchéité est assurée par le remblai lui-même, soit dans sa totalité, soit par une partie de celui-ci (noyau étanche).

L'étanchéité est d'abord apportée par la valeur faible du coefficient de perméabilité k du matériau constitutif du remblai ou du noyau.

Choix et qualité du matériau

Il convient donc de trouver, lors des reconnaissances préalables et à proximité du site d'implantation du barrage, un matériau affichant une perméabilité inférieure à $10^{-7}/10^{-8}$ m/s pour le cas d'un noyau étanche - après mise en œuvre simulée en laboratoire (essais de perméabilité sur échantillons de sols compactés dans le moule Proctor).

Si le matériau adéquat existe en abondance dans le gisement repéré lors des études de faisabilité et si ses caractéristiques mécaniques le permettent, le concepteur pourra s'orienter vers la construction d'un remblai homogène : en Afrique, les graves argileuses latéritiques se conforment souvent bien à ces deux critères. Dans le cas contraire, le choix du projecteur s'arrêtera sur un barrage zoné où le matériau argileux sera réservé à la confection du noyau étanche alors que des matériaux plus perméables (et, a priori, plus performants sur le plan mécanique) seront utilisés pour la réalisation des recharges amont et aval du remblai, à fonction stabilisatrice.

Pour les petits barrages, on privilégie la solution du barrage homogène, au besoin en orientant de façon privilégiée les matériaux les plus fins à l'amont du remblai.

D'une manière générale, on veille à choisir des ballastières répondant au critère de proximité sans pour autant nuire :

- au bon fonctionnement ultérieur du barrage : une implantation amont peut, par exemple, remettre en cause l'étanchéité de la cuvette du fait de l'impact des travaux d'extraction ;
- à l'exploitation des terres agricoles à mettre en valeur par le projet : cas de ballastières en aval dans des zones arables et irrigables.

Compactage des remblais à des fins d'étanchéité

Comme on l'a vu dans le chapitre 1, le compactage est une opération qui réduit l'indice des vides du sol et, de ce fait, son coefficient de perméabilité. Pour les petits barrages, un compactage à l'énergie Proctor normale et à une teneur en eau proche de l'optimum suffit à conférer au remblai les propriétés mécaniques et hydrodynamiques voulues.

En Afrique, cependant, la teneur en eau naturelle est souvent très faible : ce qui ne permet pas d'obtenir une densité satisfaisante avec un compactage à l'énergie du Proctor normal.

Si l'on veut éviter d'avoir à arroser massivement le remblai à la mise en œuvre (disposition très contraignante, en règle générale, en zone aride...), il peut être envisagé le recours à un compactage plus puissant, à l'énergie du Proctor modifié pour lequel l'optimum de densité est obtenu pour une teneur en eau inférieure : on parle alors de compactage côté sec ou plutôt «à la teneur en eau naturelle».

Depuis les années soixante, plusieurs petits ouvrages en terre ont été compactés à l'énergie Proctor modifiée en Afrique occidentale [2] : ils ont eu globalement un comportement satisfaisant. Il faut cependant garder à l'esprit que cette technique impose l'utilisation de compacteurs lourds et puissants et, de plus, présente quelques inconvénients :

- rigidification du remblai obtenu qui peut s'avérer, par ce biais, sensible au tassement (apparition de fissures, par exemple, en cas de tassement de la fondation) : l'étude du tassement doit, alors, tenir compte de cette sensibilité ;
- risque de tassement lors de l'humidification du matériau à la mise en eau du barrage (phénomène de «claquage hydraulique») ;

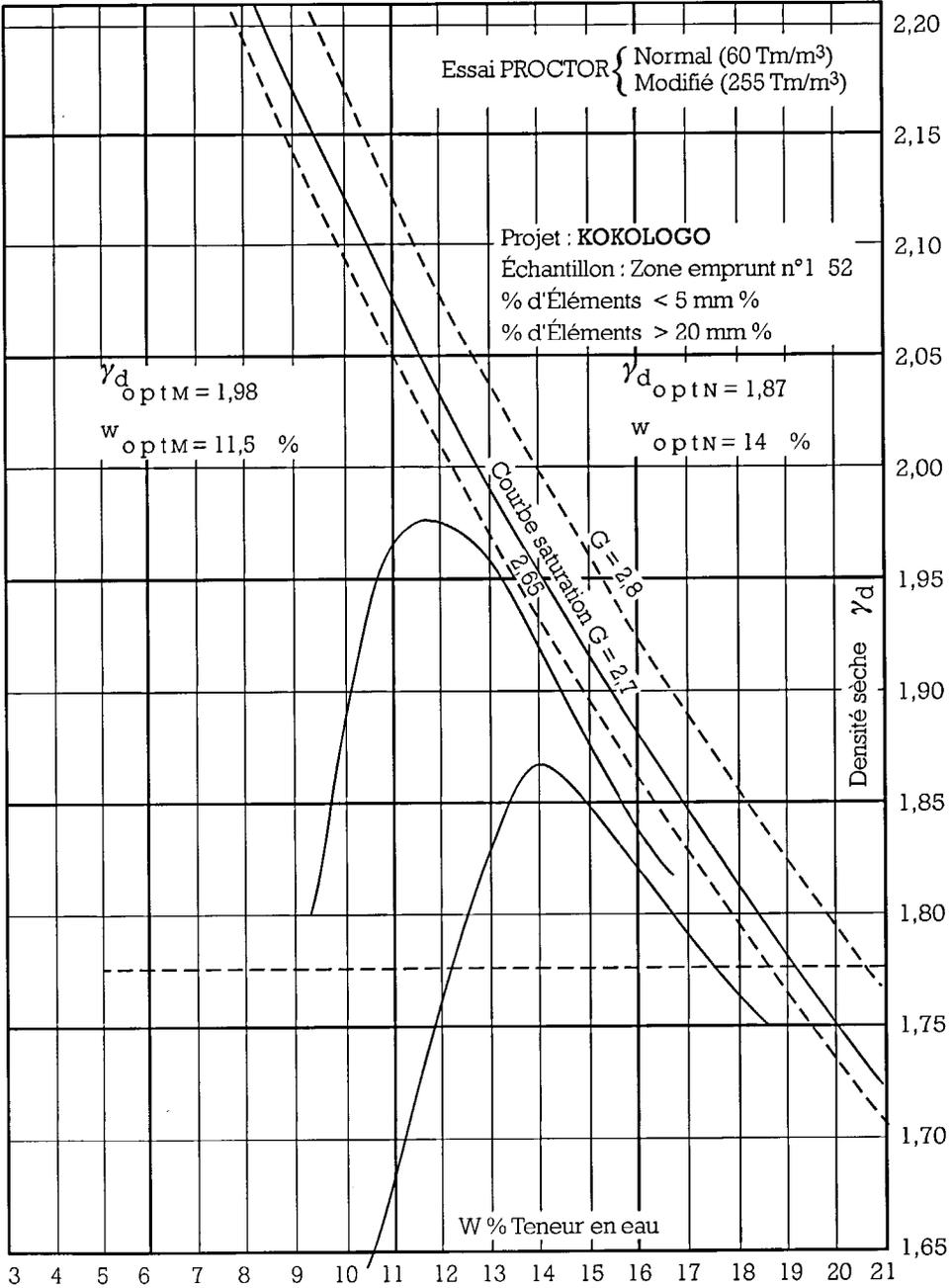


Figure 3.19 : Courbes Proctor O.P.N. et O.P.M. obtenues sur un échantillon du projet de Kokologo (Burkina Faso).

- difficulté d'assurer une parfaite homogénéité du compactage compte tenu des énergies effectives à mettre en jeu : un contrôle de chantier renforcé s'impose donc pour éviter les désordres (tassements, risques de renardage...) consécutifs à un compactage hétérogène du remblai.

Quelles que soient les modalités de compactage envisagées, nous ne saurions trop recommander la réalisation de planches d'essai de compactage in situ, lors de l'ouverture du chantier. Celles-ci permettent de vérifier - et d'affiner -, dans les conditions réelles du chantier, les résultats des essais de laboratoire effectués lors des études préalables : détermination de l'épaisseur des couches et du nombre de passes pour atteindre la densité sèche désirée.

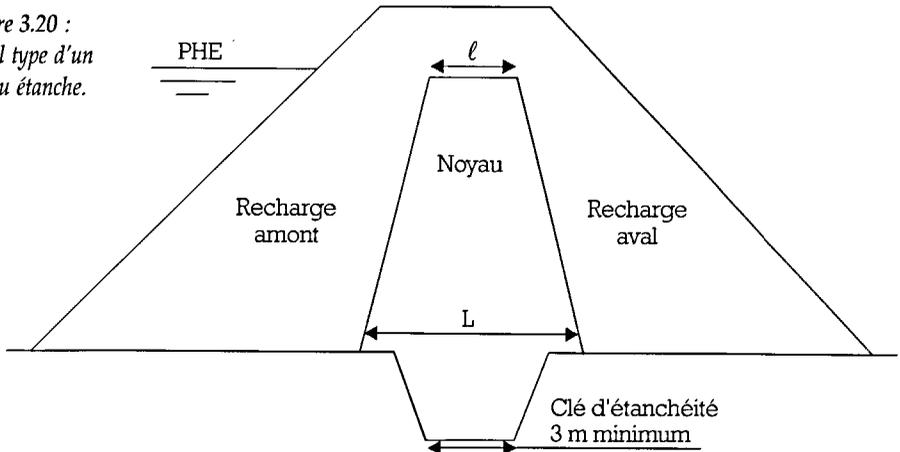
Enfin, nous insistons sur la rigueur du contrôle du chantier de compactage (cf. chap. 6) : l'étanchéité de l'ouvrage se joue, en effet, au cours de cette phase cruciale et tout défaut d'exécution ne sera que très difficilement corrigible par la suite. En particulier, on rappelle que, pour minimiser l'anisotropie structurale d'un remblai compacté (perméabilité horizontale supérieure à la perméabilité verticale, après construction), chaque épandage (puis compactage) d'une nouvelle couche doit être précédé de la scarification (sur au minimum 5 cm) de la couche de matériau déjà compacté sous-jacente.

Pour l'ensemble de ces points, relatifs plus spécifiquement à l'exécution des travaux, le lecteur voudra bien se reporter à la section 6.4 «Exécution des remblais» du présent manuel.

Géométrie du noyau d'un barrage zoné

Dans le cas d'un noyau de petit barrage zoné, on adoptera un profil trapézoïdal du type :

Figure 3.20 :
Profil type d'un
noyau étanche.



La largeur au sommet (l) sera, déterminée par des raisons de conduite du chantier : 3,00 m au minimum pour autoriser le passage des engins de compactage, mais aussi par des raisons d'étanchéité.

La largeur à la base à retenir (L) dépendra de la hauteur de charge (H) et de la perméabilité du matériau constitutif du noyau. Pour des petits et moyens barrages où il est exclu de réaliser des dispositifs sophistiqués de filtres, on adopte une largeur à la base L qui vaut environ H.

Pour ce qui concerne la géométrie du noyau, il est à recommander l'application des principes suivants :

- cote au plafond égale à celle du niveau des plus hautes eaux (PHE) ;
- protection contre la dessiccation à sa partie supérieure si le sommet du noyau s'approche de la crête, pour se prémunir d'une fissuration due au retrait ;
- implantation en position centrale du remblai.

Traitement d'étanchéité le long des ouvrages annexes

Les conduites (vidange, prise d'eau) et les ouvrages annexes (évacuateur de crues, siphons), pris longitudinalement dans le remblai constituent autant de lignes de passage privilégiées pour les eaux d'infiltration et peuvent être à l'origine de la formation de renards.

En conséquence, la fondation et les fouilles de ces ouvrages doivent être aménagées dans le souci d'empêcher la naissance de ces écoulements souterrains préférentiels.

La solution la plus efficace en ce sens (cf. chapitre 2) consiste, sans doute, à poser les conduites dans une tranchée puis à les enrober de béton coulé à pleine fouille. Il convient de réaliser quelques écrans anti-renards dans la partie amont du remblai ou dans la traversée du noyau étanche. Ces écrans, là aussi coulés pleine fouille, débordent d'un mètre environ par rapport aux conduites (voir également l'application de la règle de Lane).

Les murs ou bèches parafouilles, perpendiculaires aux bajoyers ou à la semelle de fondation de l'évacuateur de crues permettent d'intercepter les écoulements préférentiels qui pourraient se développer au contact du parement/sol.

Il est recommandé de couler ces ouvrages en pleine fouille de façon à assurer le meilleur contact béton-sol possible.

3.3.3. Étanchéité de la fondation et des rives

A la différence de la structure du remblai, celle de la fondation et des rives est, d'une part, imposée par la nature au concepteur, et, d'autre part, n'est connue de lui que de façon partielle par l'intermédiaire des sondages de reconnaissance.

Aussi, le traitement des fondations vis à vis de l'étanchéité apparaît-il comme un point délicat de la conception d'un barrage en remblai et constitue, à l'exécution, un poste de travaux souvent soumis à aléas. L'étude de conception, si elle ne prétend pas toujours aboutir à une solution figée de traitement, doit cependant avoir conduit le projecteur à se

poser toutes les questions pertinentes et à envisager l'ensemble des hypothèses de dysfonctionnement de la fondation, en particulier, sur le plan de l'étanchéité - l'objectif étant de diminuer au maximum et, si possible, de supprimer les aléas de chantier.

3.3.3.1. Problèmes d'étanchéité en fondations et conséquences

On retrouve ici, en fait, les deux formes de désordre liées aux infiltrations que nous avons déjà mises en évidence pour le remblai : les fuites et le renardage.

Les fuites en fondation et/ou sur les rives

Les terrains de fondation du barrage forment la délicate charnière du «raccordement» de l'étanchéité de la cuvette avec celle du remblai.

Imaginons, en effet, un remblai parfaitement étanche «posé» sur une cuvette elle aussi étanche, mais dont la partie superficielle comporte une couche perméable de quelques mètres d'épaisseur. Dans un tel cas - courant s'il en est dans les vallées alluviales - l'étanchéité du barrage reposera en totalité sur celle des terrains superficiels de fondation. Ce cas a été représenté sur la figure 1.2.a) dans le chapitre 1.

Les débits de fuite qui résultent de telles pathologies sont souvent considérables et conduisent, parfois, purement et simplement, au non-remplissage de la retenue.

En outre, une perméabilité excessive de la fondation peut engendrer un certain nombre d'effets secondaires préjudiciables tels que l'apparition de sous-pressions dans la zone du talus aval du remblai - sous-pressions susceptibles d'en remettre en cause la stabilité.

La formation des renards

L'apparition de renards dans un remblai de barrage découle a priori d'un défaut d'exécution.

Le même phénomène observé en fondation, s'il n'est pas lié à la présence d'ouvrages linéaires posés en déblai dans les terrains d'assise et mal protégés, relève fréquemment d'une nature particulière de sol, non reconnue ou insuffisamment prise en compte lors des études préalables.

En Afrique occidentale, argiles à canaux, cuirasses latéritiques, sols à lentilles sableuses constituent autant de terrains de prédilection pour la formation de renards. Leur hétérogénéité de perméabilité favorise, en effet, la naissance d'écoulements préférentiels à fort gradient hydraulique qui pourront évoluer en renards, selon un processus déjà décrit.

Au «mieux», de tels phénomènes sont responsables de débits de fuite de plus en plus élevés - les renards n'apparaissant pas tout de suite mais étant le fruit d'un processus évolutif. Au pire, ils peuvent entraîner, à terme, la vidange plus ou moins brutale de la retenue.

3.3.3.2. Les dispositions pour l'étanchéité de la fondation et des rives

Une bonne (re)connaissance des terrains de fondation

Nous n'insisterons jamais assez sur le caractère fondamental de cette reconnaissance qui doit se faire également sous forme visuelle dans les tranchées ouvertes lors des études préalables. En effet, si les études géotechniques couplées à des essais de laboratoire (sur des échantillons nécessairement remaniés) permettent de déceler - et de zoner - une certaine forme de perméabilité, (celle issue de couches relativement horizontales et homogènes) elles sont parfois de peu de secours pour identifier, de façon formelle, les terrains fortement hétérogènes qui peuvent poser de graves problèmes d'étanchéité en grand : d'où l'importance de l'observation visuelle.

Dans la plupart des cas, les fondations géologiques «à problèmes» sont régionalement connues et le projeteur devra en conséquence se documenter de la façon la plus complète possible à leur propos et ce, avant de conduire des reconnaissances systématiques.

A titre d'exemples, en Afrique sahélienne, parmi les terrains suspects à «traquer» dans les larges vallées alluviales, nous citerons plus particulièrement :

- les cuirasses latéritiques sur les flancs de vallées (étanchéité des rives du barrage) ;
- les formations alluviales hétérogènes argilo-sableuses ;
- les lentilles sableuses (qui peuvent correspondre à des lits mineurs fossiles remblayés de sable) ;
- les argiles à canaux, typiquement reconnaissables en tranchée par leur réseau de canalicules : sur les terrains de telle nature, les exemples de barrage présentant des fuites en fondation de plusieurs dizaines de litres à la seconde ne manquent pas...

Bon nombre de ces formations - cuirasses latéritiques, alluvions hétérogènes, - se retrouvent, bien évidemment, ailleurs sur le continent africain.

Pour les détecter de façon certaine, on doit réaliser des tranchées de reconnaissance conformément aux recommandations du chapitre 1 (paragraphe 1.3.2.1.).

Le choix du site d'implantation du remblai

Un moyen efficace - et trivial - de minimiser le dispositif d'étanchéité de la fondation des rives peut consister, dans certains cas, à décaler le remblai, afin d'éviter une zone perméable trop importante décelée en fondation (ou sur les rives) ou, au contraire, de profiter d'un verrou d'étanchéité sûr. Dans le même esprit, on pourra adapter le tracé en plan de l'axe du barrage pour, par exemple, se déporter d'une rive localement perméable.

La clé d'étanchéité

Il s'agit du dispositif d'étanchéité couramment employé dans les petits barrages, du fait de son faible prix de revient : ce sera le plus souvent une tranchée remblayée d'argile compactée qui devra dans tous les cas, en fondation comme sur les rives, recouper

l'ensemble des couches perméables de surface, reconnues lors des études préalables et/ou détectées à l'avancement du chantier. De ce point de vue, la tranchée d'étanchéité est le meilleur moyen de reconnaissance complète de la fondation. La tranchée viendra s'ancrer dans le premier horizon imperméable continu suffisamment épais. On se méfiera des «leures» formés par les couches imperméables discontinues ou trop ténues entre deux horizons perméables :

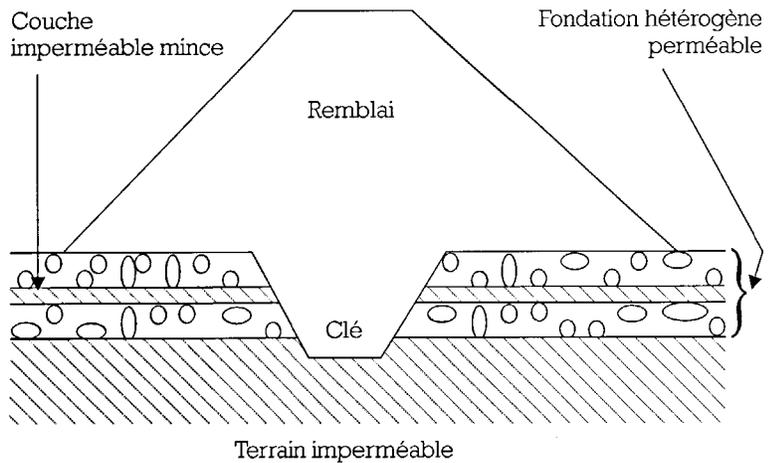


Figure 3.21 : Clé d'étanchéité d'un barrage homogène (ancrage correct dans le terrain imperméable épais).

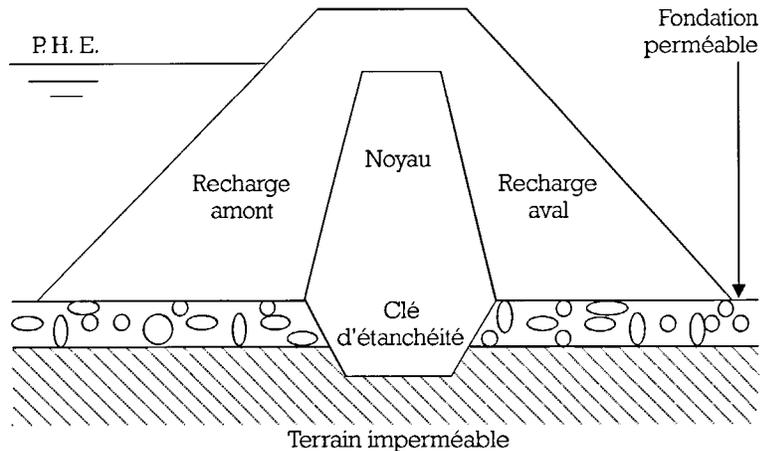


Figure 3.22 : Clé d'étanchéité d'un barrage à noyau.

La largeur au plancher de la tranchée d'étanchéité est généralement fixée à 3,50 m pour des raisons de facilité d'exécution (lame du bulldozer ou emprise de la pelle mécanique). Le projeteur aura simplement à vérifier qu'avec cette largeur, le débit de fuite à travers la clé s'avère acceptable - ce qui est, a priori, le cas pour les argiles aptes au compactage

courantes. La pente des talus de la tranchée doit être adaptée aux conditions d'exécution du chantier et aux caractéristiques mécaniques des terrains entaillés, et ce afin de prévenir les désordres d'exécution liés à la mauvaise tenue des parois de fouille. En première approche, on peut retenir des pentes à 45° (1/1).

La clé d'étanchéité d'un barrage à noyau est dimensionnée suivant les mêmes principes et vient simplement prolonger le noyau en fondation .

Les principes de dimensionnement recommandés ci-dessus conduisent à abandonner toute référence à la règle de LANE pour concevoir l'étanchéité en fondation d'un barrage. Cette règle empirique a, en effet, été établie dans le contexte de la prévention du renardage (dont nous reparlons un peu plus loin dans la présente section) et, de plus, s'applique aux ouvrages rigides fondés sur des terrains meubles et, a priori, homogènes : autant de réserves d'utilisation qui s'accommodent mal du cas d'un barrage en remblai, souple par nature, fondé sur un terrain perméable hétérogène...

Aussi c'est bel et bien le critère de «l'ancrage dans le terrain imperméable» qui doit guider le concepteur dans le choix de la profondeur de la clé d'étanchéité.

Variantes techniques pour l'exécution de la clé d'étanchéité

Vis à vis de la «solution de base» décrite ci-dessus pour l'exécution de la clé d'étanchéité, trois variantes techniques ont été envisagées par le CEMAGREF dans un rapport réalisé en 1989 et réactualisé en 1996 par l'E.I.E.R. [15] :

a) *Prétranchée au bulldozer approfondie par une tranchée creusée manuellement et remblayée en argile compactée*

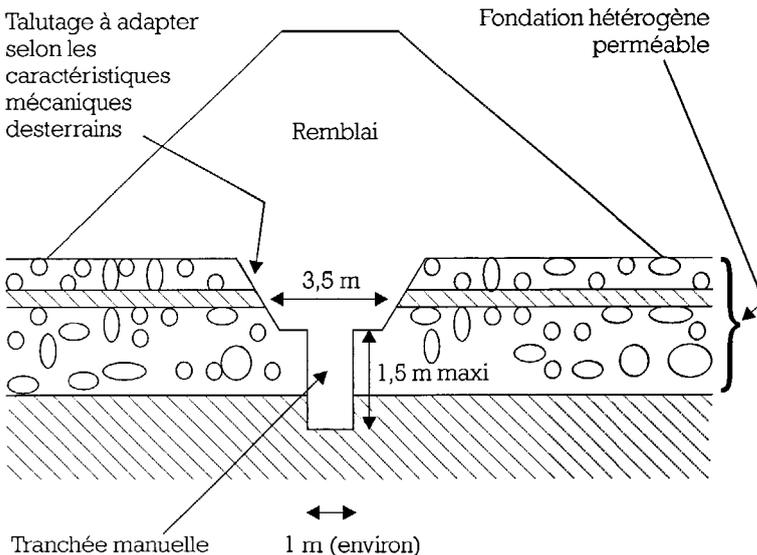


Figure 3.23 : Clé d'étanchéité avec pré-tranchée.

Le compactage de la tranchée manuelle se fait, par couches de 0,20 m, au petit rouleau vibrant.

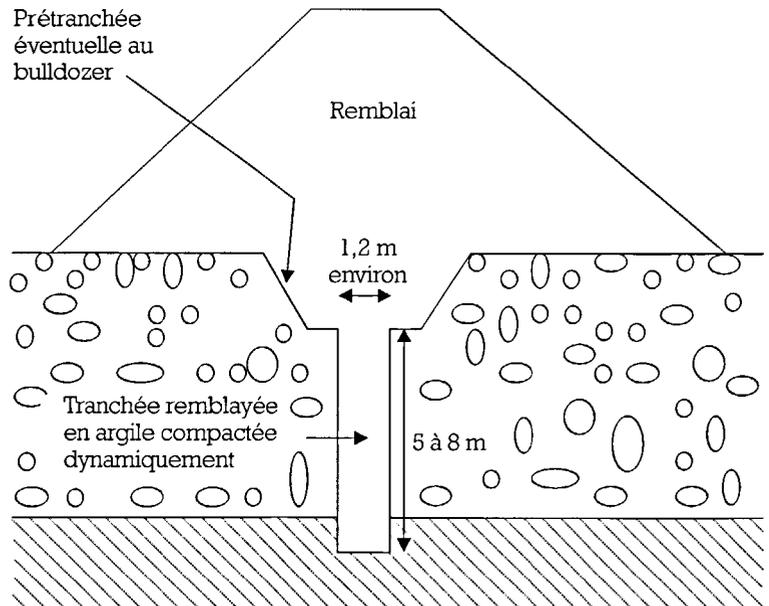
Cette solution présente l'avantage d'être économique (30 à 50 % d'économie, a priori, par rapport à la solution de base) et de constituer un procédé intéressant d'approfondissement d'une clé d'étanchéité « traditionnelle » lorsqu'en cours de chantier, on constate la présence impromptue de couches perméables qui seraient non complètement recoupées à la cote du plancher initialement prévue en projet.

Par contre, elle pose le problème de la tenue des parois de fouille surtout pour la réalisation de la tranchée manuelle. En l'absence de blindage ou de procédé équivalent de soutènement en tranchée, la profondeur de la tranchée creusée manuellement ne devra pas excéder 1,50 m (1,30 m selon la réglementation française) quelle que soit la nature du terrain (se méfier des terrains très cohérents qui donnent une fausse impression de sécurité et qui peuvent engendrer des éboulements imprévisibles y compris en conditions sèches ; prendre garde également aux surcharges latérales induites par les talus de la clé classique).

De telles réserves font qu'en pratique, la surprofondeur, permise par le procédé par rapport à la prétranchée de base, sera limitée à 1,50 m. C'est dans ces limites que la variante sera, donc, la plus intéressante économiquement.

b) Tranchée profonde à la pelle mécanique remblayée en argile compactée dynamiquement

Figure 3.24 : Clé d'étanchéité avec tranchée étroite remblayée d'argile compactée dynamiquement.



La tranchée principale d'environ 0,80 m de largeur est creusée à la pelle mécanique par passes successives de 5 à 10 m de longueur. Si nécessaire, on assure l'épuisement des eaux de la tranchée par pompage. Chaque passe est ensuite emplie par de l'argile, à une teneur en eau proche de l'O.P.N. que l'on compacte dynamiquement par couches superposées de 1 m.

Le compactage dit «dynamique» se réalise avec une dragline (engin de levage à câble débrayable) équipée d'un pilon de battage d'environ 4 tonnes, pour une énergie de l'ordre de $1\,500\text{ kJ/m}^3$ (correspondant approximativement à 5 lâchers du pilon d'une hauteur de 8 m) - dispositions à préciser par des tranchées d'essai préalables avec l'argile effectivement employée pour le chantier.

Cette technique a déjà été mise en œuvre avec succès en France et le lecteur pourra se reporter aux publications correspondantes [10].

Elle permet de réduire considérablement le volume pour la constitution de la fondation et, donc, de matériau étanche à approvisionner et compacter. En dépit du surcoût introduit par la technique de compactage proprement dite, l'économie globale réalisable pourrait atteindre 50 % par rapport à la solution de base, à profondeur équivalente. Le faible volume du dispositif d'étanchéité autorise également une sélection de matériaux de meilleure qualité et à la teneur en eau convenable.

En résumé, cette variante s'avère, a priori, bien adaptée à la confection de clés d'étanchéité profondes (5 à 8 m).

c) Tranchée étroite profonde à la pelle mécanique remplie d'un coulis de bentonite-ciment

Cette solution constitue, en fait, une variante à la précédente dans le cas particulier où la tenue à court terme des parois d'une tranchée profonde ouverte ne serait pas assurée (terrains de fondation bouillants et/ou sous nappe).

L'excavation de la tranchée étroite (0,60 à 0,80 m de largeur) s'effectue à la pelle mécanique par panneaux alternés de 5 à 10 m de longueur, emplis immédiatement de coulis. Si nécessaire, il est possible de procéder au creusement sous coulis pour assurer la stabilité des parois, mais le contrôle visuel de la tranchée n'est alors plus possible. L'exécution des panneaux intermédiaires se réalise dès la prise du coulis, en prenant bien soin de recouper les panneaux primaires.

Après emplissage, la tranchée est protégée de la dessiccation par une feuille de polyane pour éviter la fissuration de retrait qui compromettrait l'étanchéité de la partie supérieure de la tranchée.

La composition du coulis doit, bien évidemment, faire l'objet d'études préalables de convenue en fonction des qualités requises (perméabilité, caractéristiques de prise, résistance). On peut en donner la composition-type suivante, purement indicative : 150 kg de ciment et 30 kg de bentonite par m^3 .

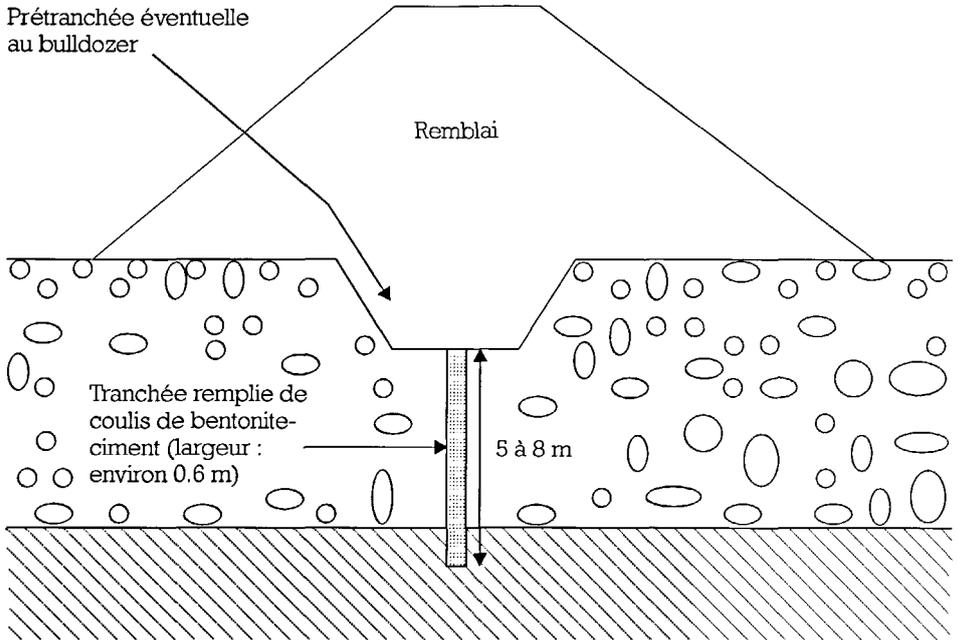


Figure 3.25 : Clé d'étanchéité avec tranchée étroite remplie au coulis bentonite-ciment..

A la différence des deux variantes précédentes (a) et (b), ce procédé, transposé en contexte africain, sera cher par rapport à la solution traditionnelle et n'est, par conséquent, à retenir que pour résoudre des problèmes de fondation difficiles et particuliers (tels que la coupure de zones sableuses sous nappe, etc...).

Les variantes exposées ci-dessus répondent globalement bien au problème des écrans d'étanchéité semi-profonds (4 à 8 m) pour lesquels la solution de base (tranchée complètement creusée au bulldozer) présente l'inconvénient d'entraîner des volumes de terrassement (puis de remblaiement) très importants.

Le choix de ces variantes exige, a contrario, une attention toute particulière sur la qualité du matériau étanche (argile ou coulis, selon la variante) et de sa mise en œuvre (compactage ou coulage) puisque l'épaisseur de l'écran y est bien plus faible que pour la solution de base. Le projeteur aura, en outre, à charge de vérifier que la largeur de la tranchée est suffisante pour assurer l'étanchéité voulue pour l'ouvrage et ce, compte tenu du gradient hydraulique et des caractéristiques hydrodynamiques - déterminées sur tranchées d'essai - du matériau étanche, après mise en œuvre. Si ce n'est pas le cas, il pourra augmenter cette largeur (par rapport aux valeurs indicatives avancées précédemment) sans toutefois disposer d'une grande marge de manœuvre : le coût de ces variantes croît, en effet, très rapidement avec la largeur de la tranchée...

Enfin, le concepteur gardera à l'esprit que sans compliquer outre mesure les conditions de chantier, il peut «panacher» spatialement la solution de base avec l'une de ces variantes pour, par exemple, «traiter» localement une zone perméable plus profonde (cas d'un lit mineur sableux entaillant un lit majeur plus imperméable). Dans un tel dispositif mixte, le problème de raccordement d'étanchéité entre les deux procédés mis en œuvre le long du même écran est à examiner attentivement.

Le traitement de fondations par injections

La création de voile d'étanchéité par injections en fondation est une technique délicate à la mise en œuvre, faisant appel à du matériel spécifique et, par voie de conséquence, coûteuse.

L'injection d'une fondation consiste à remplir les vides qu'elle contient par un coulis adapté, dans le but d'en réduire la perméabilité et/ou d'améliorer sa qualité mécanique. Elle est principalement adaptée au traitement des fondations rocheuses (dont le risque de perméabilité est important en partie supérieure altérée).

En règle générale, les injections de coulis s'effectuent, sous une pression adaptée, dans des forages consécutifs, disposés en une ou plusieurs lignes (voile d'injection mono ou plurilinéaire) parallèles à l'axe du barrage et qui se prolongent jusque dans les rives. Les études préalables doivent déterminer le nombre de lignes d'injection, l'espacement, la direction et la profondeur des forages, les caractéristiques du coulis à injecter, la pression d'injection ainsi que les modalités d'exécution.

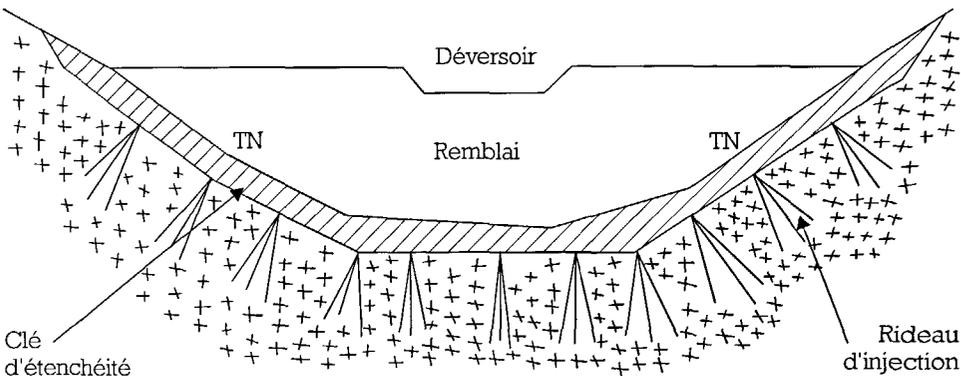


Figure 3.26 : Schéma d'injection d'une fondation rocheuse (vue face aval).

La mise en œuvre de ces techniques lourdes pour le traitement des fondations d'un petit barrage doit relever du cas particulier : si elle apparaît indispensable au vu de la qualité de la fondation, on pourra être amené à rechercher un site d'implantation plus favorable pour le remblai.

En pratique, lorsqu'un petit barrage repose sur une fondation devenant rocheuse à faible profondeur, on peut préconiser de prolonger la clé d'étanchéité traditionnelle, en tranchée étroite dans la partie supérieure altérée du substratum. Le recours, pour ce faire, à l'utilisation d'un brise roche ou à l'emploi d'explosif est plutôt à déconseiller. En effet, le risque est grand d'ébranler le massif rocheux sur un important volume et d'ouvrir des fissures fermées. On préfère donc creuser la tranchée manuellement ou à l'aide d'un marteau piqueur, même si la profondeur atteinte avec ces moyens est plus faible.

Les fissures visibles en fond de tranchée sont alors soigneusement repérées, après nettoyage du fond de fouille, et traitées au coulis de ciment : on utilise pour cela un coulis fluide, éventuellement injecté sous pression au moyen d'un petit compresseur. La partie inférieure de la tranchée est, ensuite, remblayée au coulis bentonite ciment. La partie restante de la clé d'étanchéité (tranchée large) se remblaie suivant le procédé classique de l'argile compactée.

3.3.3.3. Prévention du renardage en fondation

On rappelle que la formation des renards est un phénomène d'érosion interne régressive qui s'auto accélère au fur et à mesure de l'augmentation du gradient hydraulique. Il s'agit de désordres évolutifs dont les effets spectaculaires (augmentation brutale du débit de fuite lorsque les renards débouchent dans la retenue) peuvent se manifester de façon très différée dans le temps, soit plusieurs années après la mise en eau du barrage. Les seuls signes prémonitoires sont l'apparition de transports solides dans les débits de fuite et / ou l'augmentation non expliquée de ces mêmes débits.

La trop grande perméabilité d'une fondation peut être une condition suffisante à l'apparition des renards (par le biais de la vitesse élevée des courants hydrauliques internes) mais **non nécessaire** : des renards peuvent, ainsi, se former sous l'action d'un fort gradient hydraulique et/ou dans des terrains de fondation hétérogènes, en dépit d'une étanchéité initiale satisfaisante apportée par les dispositions prévues au projet (c'est-à-dire, en dépit d'un débit de fuite faible).

Il convient donc bien de distinguer les deux types de traitement : celui de l'étanchéité de la fondation (cf. 3.3.3.2 précédent) et celui de protection contre le renardage... même si le premier va, bien évidemment, dans le sens de la sécurité vis à vis du second (par exemple, action de la clé d'étanchéité qui allonge la ligne de fuite sous le remblai).

Reconnaissance des terrains exposés au risque de renardage

Dans le contexte de la prévention du renardage, la question qu'il faut se poser, au préalable, est de savoir si le projet s'implante sur une fondation à «risques».

Il faut donc connaître les formations potentiellement dangereuses en la matière (enquête «régionale» préliminaire, si nécessaire) et les repérer sur le site par une campagne de sondage suffisamment rigoureuse et systématique (se reporter aux prescriptions du paragraphe 3.3.3.2).

Les argiles à canaux, les cuirasses latéritiques, les dépôts alluvionnaires hétérogènes, déjà cités, comptent parmi ces formations à risques : elles sont facilement reconnaissables, à condition toutefois de disposer d'échantillons non remaniés, d'où l'intérêt de l'observation directe en tranchées de reconnaissance.

Dispositifs destinés à allonger les lignes de fuite

Le risque de renardage augmente avec le gradient hydraulique H/L supporté par la fondation : la hauteur H d'eau à l'amont du barrage étant imposée, c'est la longueur L des lignes de fuite dans la fondation qui apparaît comme le paramètre essentiel.

L'usage est de faire référence à la règle de LANE, règle empirique dont il ne faut, toutefois, pas détourner le domaine d'application : elle exprime en effet, la condition pour qu'un renard ne se forme pas sous un ouvrage rigide fondé dans un terrain meuble homogène (et non pour que la fondation d'un remblai soit étanche !). Cette règle s'écrit : $L_v + 1/3 L_h \geq cH$

- L_v et L_h désignant respectivement la longueur des cheminements verticaux et horizontaux ;
- c étant un coefficient dont la valeur varie en fonction de la nature (et de la sensibilité) du terrain de fondation. Pour la déterminer, on se reportera au tableau 4.1 (chapitre 4, paragraphe 4.2.2.1).

Elle peut être ainsi appliquée ⁽¹⁾, avec à propos, pour la conception des dispositifs d'écrans ou de bèches parafoilles le long des canalisations fondées sous le remblai... qui constituent autant de « tubes » propices à la formation de renards.

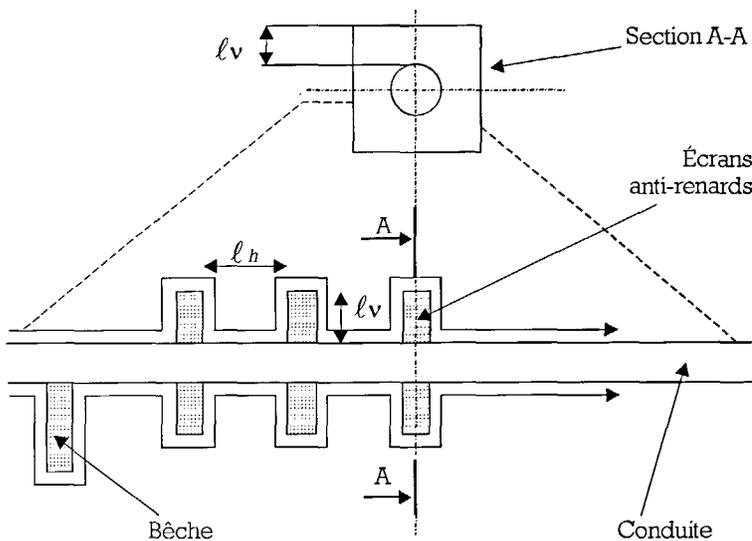


Figure 3.27 : Allongement des lignes de fuites le long d'une conduite par écrans anti-renards (1 m).

(1) N.B. : La première précaution à prendre est, bien évidemment, de s'assurer de la parfaite étanchéité des joints d'assemblage de la canalisation

Pour tous les types d'ouvrage, son utilisation est illusoire - et à proscrire - dans le cas de fondations hétérogènes qu'il vaudra mieux, soit traiter par des méthodes expéditives (recouplement total des couches suspectes par un écran d'étanchéité adéquat), soit, si nécessaire, éviter (déplacement du site d'implantation du projet).

Recharge filtrante de pied.

Le pied aval d'un barrage constitue, a priori, la zone privilégiée d'amorce de renards (gradient hydraulique maximum non contrebalancé par une charge de remblai). Apporter une recharge de pied en matériau grossier (enrochements par exemple) avec filtre interposé (cf. 3.4.1.) permet de circonscrire le risque.

Une telle disposition est couramment utilisée, en curatif, lorsque des indices de renard apparaissent en pied aval du remblai (résurgences d'eau turbide) : dans un tel cas, il est impératif de procéder à la vidange immédiate de la retenue pour des raisons de sécurité et de ne la remettre en eau (progressivement et de façon contrôlée) qu'une fois les travaux de protection réalisés.

Dans le même souci de prévention de renardage, les dispositifs de drainage du remblai aval doivent être soigneusement protégés par la mise en place de couches-filtre (ou d'un géotextile en faisant office - Cf. 3.4.1.) appropriés : un drain aval, tel un tapis drainant, est, en effet, de nature à réduire le cheminement horizontal des eaux d'infiltration (donc à augmenter le gradient hydraulique). Le filtre préviendra le risque d'amorçage de renards à l'interface sol/drain et empêchera le colmatage du drain, qui en serait la première conséquence.

En conclusion, le renardage est un phénomène sournois - à effet retardé - dont les conséquences peuvent aller jusqu'à la ruine de l'ouvrage et sa vidange accidentelle dans les cas les plus graves. Sa détection précoce s'avère, de surcroît, difficile et conduit généralement à vidanger totalement ou partiellement la retenue en attendant la réalisation de travaux de correction, toujours délicats. Aussi, doit-il être impérativement prévenu plutôt que guéri.

3.4. LE DRAINAGE D'UN BARRAGE EN REMBLAI

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltrations d'eau, soit structurelles (barrage homogène étanche dans sa masse), soit accidentelles (défauts d'étanchéité).

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage (sous-pressions, renardage, etc.). En outre, la canalisation par le drainage des débits de fuite va permettre d'en faciliter la surveillance et le contrôle.

Le drain est un organe à forte perméabilité destiné à assurer l'interception des eaux d'infiltration et à les évacuer. Il faut généralement lui associer un filtre qui doit bloquer la migration potentielle des particules fines du massif à drainer vers le milieu drainant.

3.4.1. Constitution et règles de conception des drains et filtres

3.4.1.1. Les drains

Les drains sont ordinairement constitués de matériaux granulaires (sables ou graviers) disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical).

Les matériaux constitutifs doivent être inaltérables, parfaitement propres et, en conséquence, soigneusement lavés si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines du matériau adjacent.

Les drains peuvent être équipés de collecteurs qui sont des tuyaux drainants en plastique (PVC ou PEHD), souples ou rigides. Ces collecteurs drainants existent en deux types : circulaire doté de fentes sur l'ensemble du pourtour («drain agricole») ou avec fentes seulement sur les 2/3 supérieurs («drain routier»).

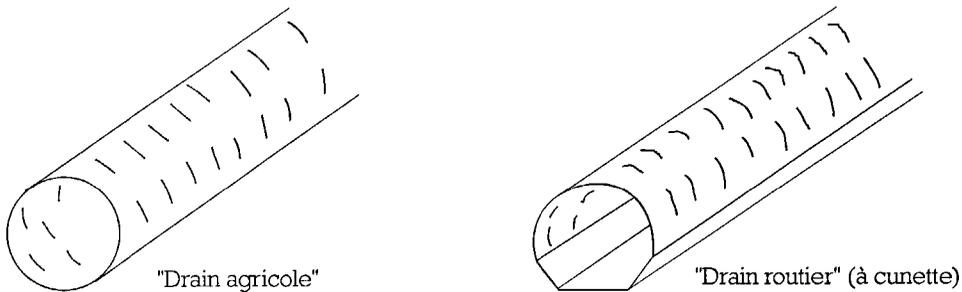


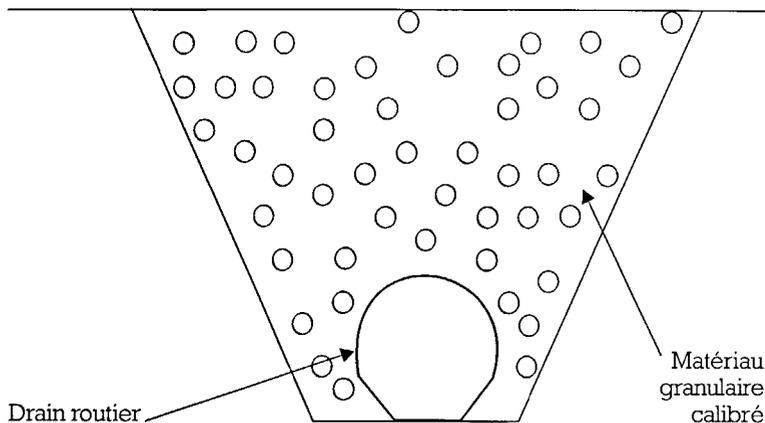
Figure 3.28 : Les deux types de tuyaux drainants.

Grâce à sa cunette sans fente, le tuyau drainant routier présente l'avantage - à condition, naturellement, d'être bien posé - d'empêcher la réinfiltration potentielle des eaux interceptées. Il s'avère, en outre, mécaniquement plus résistant que le drain agricole. Aussi, son emploi est à recommander dans les barrages.

Quel que soit leur type, il convient de s'assurer du parfait emboîtement des éléments de tuyau (deux incisions au «cutter» judicieusement données longitudinalement facilitent grandement l'opération pour les tuyaux souples) et de vérifier leur aptitude à supporter les contraintes de compression induites par le remblai : pour des grandes hauteurs de remblai, on préconise l'utilisation de tuyaux routiers «haute performance».

La combinaison d'un drain en matériau perméable avec un collecteur drainant posé en fond est intéressante, car elle facilite la collecte et la canalisation des débits captés par l'ensemble du dispositif.

Figure 3.29 : Dispositif drainant combinant matériau et tuyau drainant.



3.4.1.2. Les filtres

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des fines (§ 3.4.1.4) vis à vis du corps de remblai, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux).

Les filtres peuvent être constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer. De nos jours, on remplace souvent ces filtres «granulaires» par des géotextiles. Ces produits de substitution sont issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable. Ils offrent l'avantage d'être économiques et de mise en œuvre a priori plus facile que les filtres à base de plusieurs couches de matériau calibré. La vérification, par le géotextile, des conditions de non entraînement des fines vis à vis du sol à drainer demeure indispensable

3.4.1.3. Les géosynthétiques composites

Depuis quelques années, apparaissent sur le marché des produits synthétiques pouvant, en théorie, assurer à la fois les deux fonctions : filtre et drain. Il peut s'agir, par exemple, d'un composite formé d'une trame drainante «prise en sandwich» entre deux feuilles de géotextile filtrant.

Plus que jamais, pour ces matériaux qui ne supporteraient pas le moindre colmatage (du fait de la faible épaisseur de la structure drainante), il convient de garder à l'esprit la nécessité absolue de vérifier la condition de non entraînement des fines vis à vis du sol environnant à drainer.

3.4.1.4. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres

Lors des paragraphes précédents, nous avons, à plusieurs reprises, fait allusion aux conditions de non entraînement des fines encore dénommées «conditions de filtre». La référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGHI. Elles s'énoncent comme suit:

- soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer : c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre x % en poids de passant lors du tamisage granulométrique,

- soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain :

. condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$

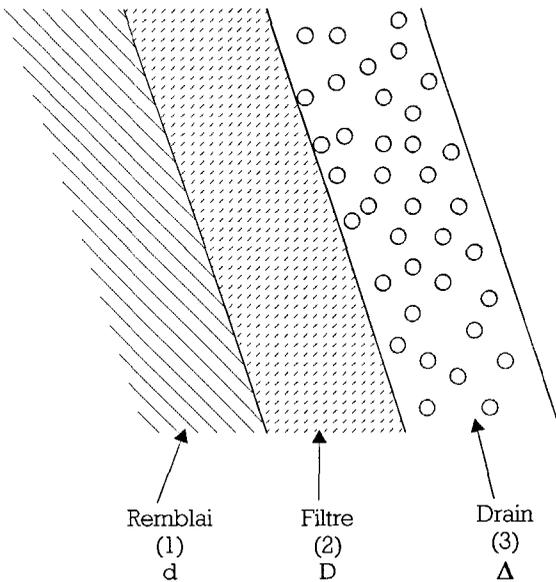
. condition de non entraînement des fines $d_{85} > \frac{D_{15}}{5}$

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante : $5d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$

Le plus souvent pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition : la mise en place d'un filtre est alors inutile.

En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant, on devra vérifier la condition d'uniformité : $2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$

Parfois, on se voit contraint d'interposer, entre le remblai et le drain, de perméabilité et de granulométrie très différentes une couche - filtre en prenant soin de vérifier les règles de filtre à chaque interface :



$$5d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$$

$$5D_{85} > \Delta_{15} > 5D_{15}$$

d pour le remblai
 D pour le filtre
 Δ pour le drain

Figure 3.30 : Filtre répondant aux conditions de TERZAGHI vis à vis des matériaux (1) (à drainer) et (3)(drainant).

Pour le dimensionnement des géotextiles filtrants (de type non-tissé en principe), les deux critères précédents ne sont à vérifier qu'à la seule interface sol à drainer/géotextile et deviennent [54] :

- critère de perméabilité : $\frac{K_n}{e} \geq 10^5 K_s$

avec :

- K_n : perméabilité (initiale sans contrainte de compression, ni colmatage) normale au plan de la nappe en m/s ;
- e : épaisseur de la nappe en m ;
- K_n/e : permittivité en s^{-1} ;
- K_s : perméabilité du sol en m/s.

Le critère de perméabilité revient à dire que la perméabilité initiale du géotextile sera prise de l'ordre de 100 fois plus grande ($e \# 10^{-3}$ m) que celle du sol : ceci pour s'assurer qu'après mise en place (soumission à des contraintes de compression) et colmatage partiel éventuel, le géotextile reste plus perméable que le sol.

- critère de rétention (non entraînement des fines) : $O_f < (0,8 \text{ à } 1) \times d_{95}$ sans que O_f ne puisse être inférieur à 50 μ

L'ouverture de filtration O_f est une propriété intrinsèque du géotextile et correspond au diamètre des plus grosses particules de sol susceptibles de traverser le géotextile sous l'action de la percolation de l'eau (ou, autrement dit, au diamètre des plus grandes pores du géotextile). Par convention, elle est assimilée, dans la normalisation française, au d_{95} du passant à travers le géotextile. Pour compléter ces considérations, on se reportera au chapitre 5 où l'on détaille sur un exemple l'examen des critères de choix d'un géotextile à interposer entre un remblai et des gabions.

En l'état actuel de nos connaissances, il est impossible de dire si l'application de ces seules règles suffit à garantir l'absence de colmatage du géotextile (ou plus généralement du filtre lui-même). Certains sols, sensibles à l'eau (sols dispersifs, à granulométrie discontinue, non consolidés, peu denses, ...) pourraient, en effet - et on le comprend a priori -, favoriser le colmatage rapide des filtres du fait que leur eau interne se charge naturellement de matières en suspension : gageons que ce type de matériau ne sera pas courant sur un site de barrage dans la mesure où ils auront été préalablement «écartés» pour d'autres raisons (inaptitude au compactage pour le remblai, compressibilité pour la fondation).

Cependant, pour aller dans le sens de la sécurité vis à vis du risque de colmatage des filtres, il convient de préconiser :

- la préférence pour des dispositifs de drainage où les surfaces de contact sol/filtre soient les plus étendues possible, de façon à ce que les débits passant par unité de surface - et, donc, la vitesse de l'eau et l'entraînement des fines - soient plus faibles pour un même débit total drainé : une telle recommandation milite en la faveur de procédés du type tranchée ou tapis drainant ;

- pour le cas particulier des filtres/géotextiles, une pose aussi soigneuse que possible le long des parois de fouille afin que la nappe, après remblaiement, se plaque intimement (sans se déchirer, se tendre, ni laisser de poches) sur le sol à protéger ;
- pour des barrages de dimension moyenne à grande ($H > 15$ à 20 m) on aura tendance à préférer les filtres granulaires aux filtres géotextiles pour les organes ayant une fonction primordiale pour la sécurité de l'ouvrage.

3.4.2. Les dispositifs de drainage du remblai

3.4.2.1. De la nécessité du drainage d'un petit barrage

L'expérience montre que, même pour des très petits barrages (charge inférieure à 5 m), l'absence de dispositif de drainage engendre couramment des désordres lorsque la ligne de saturation, parfois au bout de plusieurs années de service (remblai très imperméable), finit par recouper le talus aval : la bibliographie (cf. biblio [1] et [15]) mentionne quelques cas où les suintements qui se manifestent alors ont évolué en renard.

Aussi, nous préconisons de prévoir la réalisation systématique d'un drainage des barrages en terre même de dimensions modestes : celui-ci doit bien sûr être adapté à la nature de l'ouvrage (homogène ou à noyau) et à sa taille (valeur de la charge hydraulique permanente amont).

3.4.2.2. Le tapis drainant sous le talus aval

C'est la solution traditionnellement adoptée pour assurer le drainage d'un remblai homogène. Ce tapis de matériau drainant, d'une épaisseur de $0,50$ m, s'étend sur $1/4$ à $1/3$ de l'emprise du barrage. Il présente l'avantage de participer au drainage de la fondation.

Un fossé (ou une tranchée drainante) de pied complète le dispositif en assurant la collecte et la canalisation des eaux interceptées.

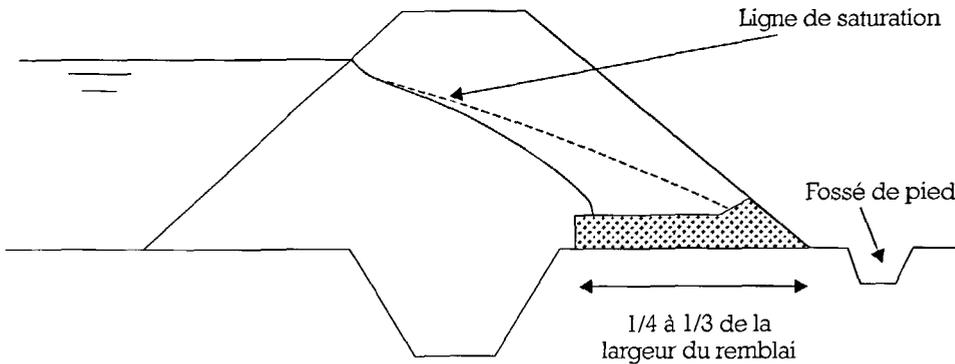


Figure 3.31 : Tapis drainant aval - rabattement de la ligne de saturation.

Le respect des conditions de filtre du matériau drainant vis à vis du remblai, mais aussi vis à vis du sol de la fondation si celui-ci s'avère peu perméable, doit être examiné avec soin. On adaptera la granulométrie du drain en conséquence et, si nécessaire, on interposera un filtre granulaire ou géotextile.

Pour les tout petits barrages (< 3 m), on pourra limiter l'extension du tapis à la partie centrale du remblai, là où la charge hydraulique est la plus élevée.

Cependant, ce type de drain n'est pas efficace en cas de forte anisotropie de perméabilité du remblai (liée, rappelons-le, au mode de compactage du matériau, par couches horizontales).

3.4.2.3. Le drain vertical

Le drain vertical - ou drain cheminée - est une alternative intéressante au tapis drainant puisqu'elle permet d'éviter le dysfonctionnement potentiel du drainage consécutif à l'anisotropie de perméabilité mentionnée au paragraphe précédent. L'épaisseur à retenir pour un tel drain est de l'ordre de 0,60 m et l'implantation idéale se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de l'effet d'étanchéité apporté par le remblai amont).

Le sommet du drain est arasé au niveau normal du plan d'eau (NNE), plus un ou deux décimètres par sécurité ; il n'est pas nécessaire de le prolonger jusqu'au niveau des plus hautes eaux (PHE) qui est atteint a priori de façon trop temporaire pour affecter significativement l'état de saturation du remblai. Sa cote de base est calée de façon à permettre l'évacuation gravitaire des eaux jusqu'en pied aval de digue. La pose, en fond de cheminée, d'un collecteur drainant facilite l'écoulement des eaux. Les exutoires peuvent être constitués de collecteurs PVC étanches débouchant dans le fossé de pied et espacés tous les 30 à 50 m dans le sens de la longueur du remblai.

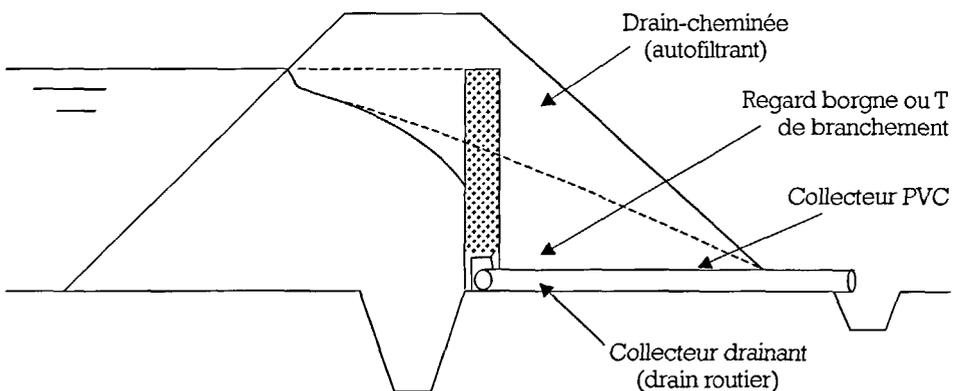


Figure 3.32 : Drain vertical - rabattement de la ligne de saturation.

Si le matériau du drain ne respecte pas les conditions de filtre par rapport au matériau du remblai, il est nécessaire d'interposer un filtre approprié (géotextile par exemple) du côté amont de la cheminée. Mais cette opération étant très difficile à réaliser, on s'efforcera de trouver un matériau vérifiant les règles de TERZAGHI, même s'il faut aller le chercher un peu loin du chantier. Par ailleurs, on recouvre le collecteur drainant de fond d'un géotextile non tissé.

Le drain vertical est exécuté à la pelle mécanique en venant retailler une tranchée dans le remblai compacté, en plusieurs passes pour les plus grandes hauteurs. Ce terrassement peut être également réalisé à la main à condition de réduire la hauteur des passes. La technique d'exécution par passes successives exige un parfait repérage de la tranchée de façon à garantir le bon raccordement des passes.



Photo 3.1 : Confection d'un drain-cheminée (au premier plan) et d'une lanière drainante (au second plan) - Barrage de la Comoé (H = 20 m), Burkina Faso.

Le coût du drain cheminée demeure du même ordre de grandeur que celui du tapis drainant. Aussi, on préférera le drain vertical pour les remblais avoisinant ou dépassant les 8 à 10 mètres de hauteur - limite à partir de laquelle les problèmes d'anisotropie de perméabilité sont susceptibles de devenir préjudiciables au fonctionnement hydraulique de l'ouvrage. Pour ces ouvrages, un tapis drainant pourra être ajouté au drain cheminée (auquel il servira d'exutoire) dans les cas où un drainage de la fondation s'avère nécessaire.

3.4.2.4. Cas particulier des barrages à noyau étanche

D'une manière générale, par constitution, les barrages de ce type possèdent des recharges à base de matériaux de bonnes caractéristiques mécaniques et perméables. Aussi, au moins pour les hauteurs inférieures à 10 m, on peut admettre qu'une recharge aval perméable fait office de drain pour l'ensemble de l'ouvrage et, en particulier, pour son noyau.

Pour les hauteurs supérieures, l'exécution d'un tapis drainant doit être envisagée si la perméabilité de la recharge aval apparaît insuffisante, et si un drainage de la fondation s'avère nécessaire.

Dans tous les cas, il est indispensable de vérifier les conditions de filtre entre les matériaux fins du noyau et ceux, plus grossiers, de la recharge aval : si nécessaire, on prévoiera l'interposition d'un filtre granulaire.

3.4.2.5. Synthèse sur le drainage du barrage

Le tableau ci-dessous propose, à titre indicatif, une synthèse des dispositifs de drainage du remblai à recommander selon et la hauteur du barrage.

A partir des principes généraux de drainage du remblai évoqués ci-dessus, le projeteur a, bien sûr, tout le loisir d'imaginer des solutions variantes et/ou mixtes qui répondent de façon plus appropriée à telle ou telle spécificité d'environnement ou de constitution du barrage à concevoir.

Quelle que soit la solution de drainage retenue, on s'attachera à prévoir l'aménagement des exutoires de façon à permettre un jaugeage ultérieur facile des débits drainés. Il s'avère intéressant, dans ce cadre, pour les remblais de grande longueur (cas fréquent en Afrique dans les zones à topographie douce), de «compartmenter» les dispositifs drainants en plusieurs massifs raccordés sur un exutoire propre à chacun d'eux et ce, afin de pouvoir mieux localiser ultérieurement, dans le corps du remblai, la provenance d'éventuels débits de fuite trop élevés. De tels aménagements, s'ils sont prévus dès la conception, n'auront qu'une incidence faible en matière de coût et rendront de précieux services pour la surveillance et l'auscultation du barrage.

Tableau 3.2 : Dispositifs de drainage recommandés selon la hauteur du barrage.

Hauteur du barrage	Dispositif de drainage
Très petits barrages (charge normale ≤ 5 m)	Tapis drainant aval limité aux zones où la charge dépasse 3 m
Petits barrages de hauteur < 8 à 10 m	Tapis drainant continu (sur toute la longueur de l'emprise) ou drain cheminée
Petits barrages de hauteur 10 m	Drain cheminée (plus, éventuellement, tapis drainant si drainage de fondation nécessaire)

3.4.3. Les dispositifs de drainage de la fondation

Le drainage de la fondation d'un barrage est une opération délicate qui exige une parfaite connaissance de la constitution du sous-sol à drainer et, par voie de conséquence, des études préalables poussées.

Aussi, dans le domaine des petits barrages, la première - et de loin la plus sûre - des mesures à prendre en la matière est d'ordre préventif : à savoir, s'assurer de la meilleure efficacité possible du dispositif d'étanchéité de la fondation. A cette fin, la clé (ou le voile) d'étanchéité doit impérativement recouper toutes les couches perméables de la fondation pour s'ancrer dans le substratum imperméable ou dans une couche imperméable continue d'épaisseur suffisante.

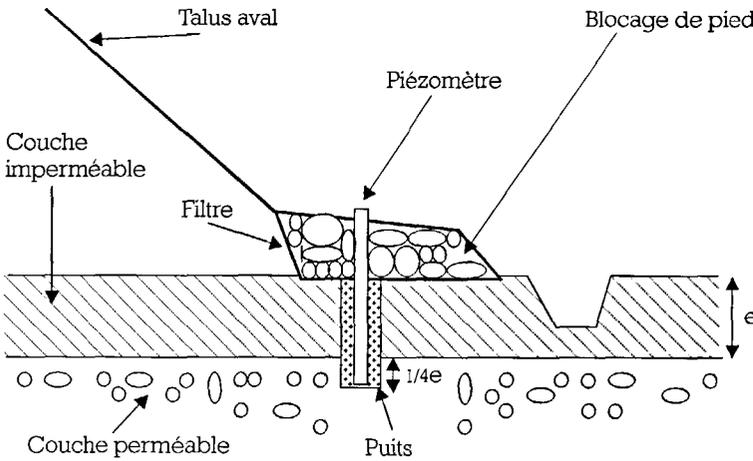


Figure 3.33 : Soulagement des sous-pressions par puits aval prolongés dans la couche perméable.

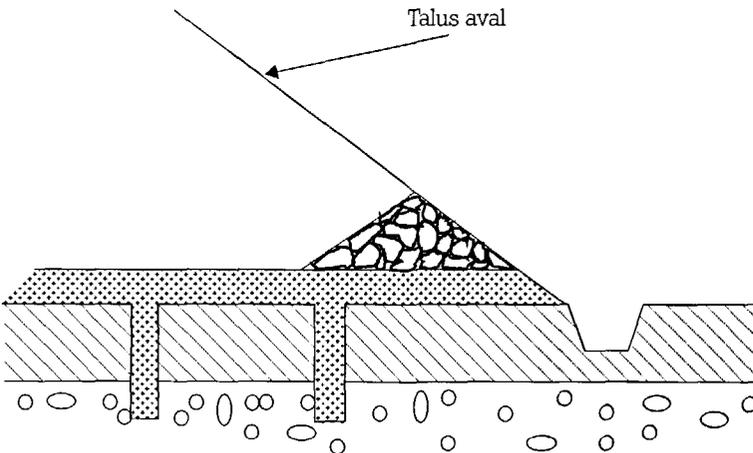


Figure 3.34 : Drainage préventif de la fondation.

Pour les petits barrages en terre, le drainage de la fondation doit plutôt être considéré, sauf cas particulier, comme un remède curatif à un défaut, constaté a posteriori, de fonctionnement de l'étanchéité (erreur de conception ou d'exécution). Il peut s'agir, dès lors, de soulager des sous-pressions dans la zone du pied aval, induites par des hétérogénéités en fondation mal appréciées lors des études préalables et/ou par une couche perméable non recoupée par le voile d'étanchéité.

Dans une telle hypothèse, la technique à mettre en œuvre est celle des puits de décompression implantés près du pied aval du remblai et constitués de puits (ou tranchées) creusés à longueur de bras de pelle mécanique, remblayés de matériau filtrant et drainant, et utilement équipés d'un piézomètre pour la surveillance ultérieure des niveaux d'eau.

Lorsqu'il s'agit d'aller drainer une couche perméable séparée de l'assise du barrage par un horizon imperméable, les puits devront traverser la couche imperméable et pénétrer la couche perméable sous-jacente sur au moins le quart de l'épaisseur de la couche imperméable. Dans tous les cas, un blocage de pied en enrochement, posé sur filtre, complètera avantageusement le dispositif en jouant le rôle de recharge drainante. Il est impératif que ces travaux curatifs soient effectués après vidange de la retenue afin d'éviter le risque de renardage en cours de chantier.

Dans le cas où, dès la conception, un drainage de la fondation apparaît nécessaire (ou sécurisant), on imposera la réalisation d'un tapis drainant (venant s'ajouter, éventuellement, à un drain cheminée prévu pour le drainage du remblai) sur lequel on fera déboucher des puits (ou tranchées) drainants de décompression préalablement exécutés.

3.4.4. Conclusion sur le drainage

L'élaboration du dispositif du drainage est une étape importante de la conception d'un barrage en remblai.

Pour les petits barrages, les dispositifs de drainage à mettre en œuvre sont simples dans leur principe. Cependant, leur efficacité ultérieure dépendra avant tout de la provenance adéquate des matériaux constitutifs (en particulier respect des conditions de filtre) et de la qualité d'exécution : d'où l'importance capitale du contrôle en cours de travaux pour ces ouvrages qui seront totalement aveugles une fois le barrage achevé.

3.5. LA PROTECTION DU REMBLAI

Les travaux de protection du remblai se justifient essentiellement pour prévenir les effets des dégradations résultant de l'action mécanique des eaux extérieures :

- eaux de la retenue pour ce qui concerne le choix de la revanche ou la protection antibattillage du talus amont ;
- eaux de ruissellement pour la protection du talus aval contre le ravinement.

Par le développement intempestif de phénomènes d'érosion, la géométrie du remblai est susceptible d'être progressivement modifiée (raidissement du talus aval par exemple) jusqu'à compromettre les conditions de stabilité mécanique et/ou hydraulique de l'ouvrage. En outre, lors d'événements climatiques exceptionnels (coups de vent sur le plan d'eau, forte intensité de précipitation), l'accélération de l'érosion peut conduire à une ruine soudaine du remblai par ouverture d'une brèche.

Dans les zones arides ou semi-arides, il convient également de se soucier de la protection contre la dessiccation dont les effets sur la digue peuvent conduire à des désordres (perte des caractéristiques mécaniques et/ou de l'étanchéité, en occasionnant des infiltrations par les fentes de retrait, etc...).

3.5.1. Dimensionnement de la revanche

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par-delà la crête. La crête et le talus aval seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche.

Le risque de surverse est circonscrit par un dimensionnement adéquat de l'évacuateur de crues de façon à ce que le niveau des plus hautes eaux (P.H.E.) reste largement en deçà de celui de la crête du remblai. Le risque de déferlement de vagues doit être prévenu par l'adoption d'une revanche suffisante entre le PHE et la cote de la crête.

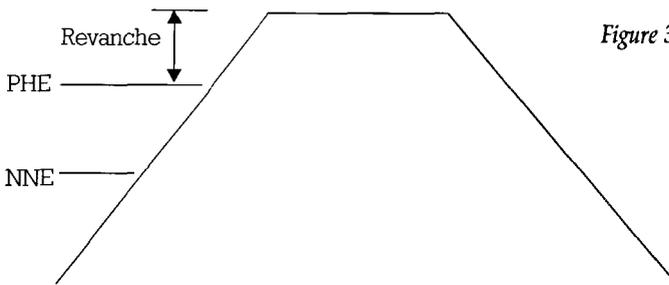


Figure 3.35 : Définition et visualisation de la revanche.

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle-même fonction de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter sur le talus amont (effet plus ou moins important selon la profondeur de l'eau au droit du barrage).

Des formules plus ou moins empiriques existent de par le monde pour la déterminer. Le groupe de travail C.F.G.B. (Comité français des grands barrages) sur les petits barrages propose de retenir la formule de Bretschneider (cf. tableau 3.3). La vitesse du vent (m/s) peut être choisie comme étant celle du vent trentenaire de durée une heure. Le fetch F (m) est la longueur du plan d'eau dans le sens des vents dominants.

Tableau 3.3 : Hauteur des vagues h en mètres en fonction de la vitesse du vent trentenaire de durée une heure (U en m/s), de D la profondeur de l'eau à proximité du barrage (m) et F la longueur du fetch (m) (on considère la direction la plus défavorable pour le couple F, U) [40].

U \ D	20					25					30					35				
	300	600	1000	2000	3000	300	600	1000	2000	3000	300	600	1000	2000	3000	300	600	1000	2000	3000
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

La vitesse de propagation des vagues V est évaluée par la formule de GAILLARD :

$$V = 1,5 + 2h \quad (V \text{ en m/s et } h \text{ en m})$$

et la revanche est prise égale à : $R = 0,75h + \frac{V^2}{2g}$, g étant l'accélération de la pesanteur.

En pratique, en appliquant ce principe de dimensionnement, la revanche des petits barrages courants devrait se situer entre 0,5 et 1 m.

Si nécessaire, il convient d'augmenter la revanche de la valeur de l'éventuel tassement, évalué par le calcul (cf. 3.2.3).

3.5.2. Protection du talus amont

Il s'agit de protéger le talus amont de l'action mécanique des vagues. En effet, celui-ci étant généralement constitué d'un matériau argileux, porté à saturation, sa résistance à une sollicitation dynamique extérieure s'avère, médiocre. De plus, ce talus est potentiellement sensible aux phénomènes de dessiccation, qui peuvent provoquer l'apparition de fissures de retrait dans la partie exondée en saison sèche.

Dans la mesure où, en principe, le niveau du plan d'eau est variable (abaissement ou disparition en saison sèche), il est recommandé de mettre en œuvre la protection de talus amont sur l'ensemble du parement. Cependant, pour les petits barrages, il est envisageable de limiter cette protection à une bande s'étalant de part et d'autre du niveau normal. Elle constitue, en outre, un moyen de prévention efficace des dégâts provoqués par les animaux fouisseurs et le piétinement des animaux domestiques.

3.5.2.1. Éléments de dimensionnement

En Europe, compte tenu des facilités d'approvisionnement en enrochements, la plupart des parements amont de petit barrage en remblai sont enrochés.

Les éléments de dimensionnement d'une telle protection sont apportés dans la bibliographie (cf. référence [4]) par des formules empiriques faisant intervenir la vitesse des vagues, la pente du talus et la densité des enrochements pour l'évaluation de l'épaisseur de la protection et sa

blocométrie. Appliquées au cas type d'un petit barrage de 10 m de hauteur avec un talus amont à 1/2, ces règles fournissent les ordres de grandeur suivants pour la protection :

- . épaisseur $e \geq 40$ cm
- . diamètre moyen des blocs d'enrochement $d_{50} \geq 25$ cm.

Il est, de plus, nécessaire d'interposer une couche de transition graveleuse (épaisseur de l'ordre de 20 cm pour une granulométrie 0/100 mm) afin de parachever la dissipation de l'énergie des vagues à travers les interstices des blocs et éviter le «pompage» par celles-ci des matériaux fins du remblai entre les enrochements.

En Afrique, sauf cas particulier, l'enrochement apparaît comme une denrée rare : les matériaux grossiers les plus couramment disponibles sont issus des cuirasses latéritiques, produits de la pédogenèse subtropicale. Ces blocs latéritiques présentent une forme arrondie qui les fait sortir des limites traditionnelles d'application des formules citées ci-dessus (élaborées pour des matériaux concassés, anguleux).

3.5.2.2. Protection en blocs latéritiques déversés

Les réserves énoncées au paragraphe précédent conduiraient à retenir des épaisseurs de l'ordre de 50 cm minimum (hors couche de transition) pour le dimensionnement d'une couche de protection à base de blocs de latérite déversés (puis réglés à la pelle mécanique). Ceci impose de disposer d'importantes quantités d'enrochements latéritiques, de calibre suffisant et à un prix compétitif (extraction facile, zones d'emprunt à proximité du chantier).

Le cas est bien évidemment rare en Afrique mais lorsqu'il se présente, la solution «blocs déversés» mérite de faire l'objet d'une étude économique sachant qu'elle offre, de prime abord, l'avantage d'un entretien facile : il suffit, en effet, de recharger, par de nouveaux déversements, la protection aux places où des désordres apparaissent (déchaussements, affaissements, altération à l'eau des blocs) et de reconstituer à la main ou à la pelle mécanique le profil du talus.

3.5.2.3. Protection en blocs latéritiques appareillés manuellement

Le perré de moellons latéritiques appareillés à la main est le dispositif de protection le plus communément adopté, en Afrique sahélienne notamment, compte tenu des contraintes d'approvisionnement.

Les dispositions à retenir pour la mise en œuvre d'une telle solution se résument comme suit :

- création d'une couche de transition en matériau graveleux (classe de 5/50 mm, par exemple), d'une épaisseur minimale de 10 cm. Cette couche peut être remplacée par un géotextile si le coût de la fourniture le permet : dans un tel cas, le profil de pose du géotextile devra être soigneusement réglé afin de supprimer toute irrégularité ;

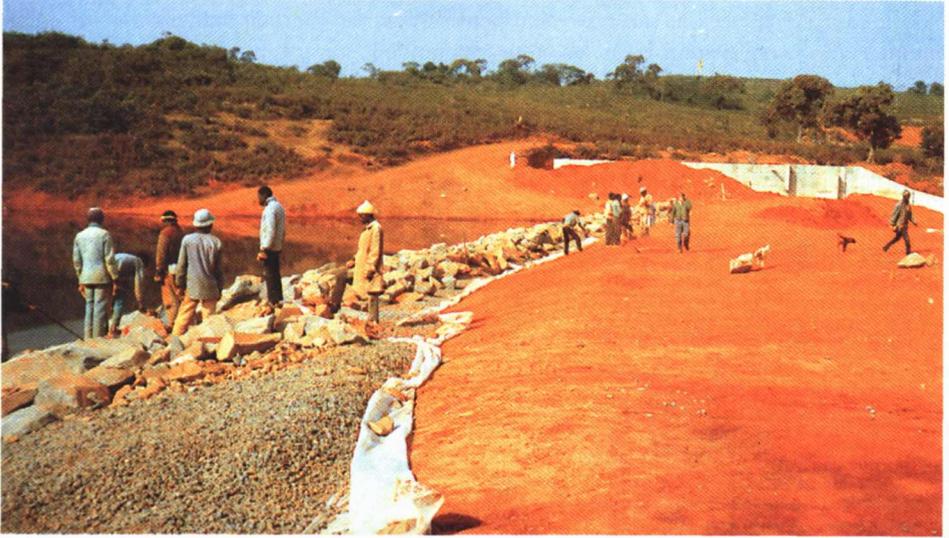


Photo 3.2 : Protection du talus amont du barrage de Dalaba (Guinée), de hauteur 12 m, par un rip-rap posé sur un lit de graviers et un géotextile. On aperçoit également au second plan le déversoir à entonnement latéral.

- constitution du perré proprement dit, sur 25 cm d'épaisseur minimum, par appareillage manuel de blocs latéritiques de forme parallépipédique (et la plus anguleuse possible) de façon à réduire au maximum les espaces interstitiels.

La réalisation du perré s'effectue de bas en haut, en prenant appui sur une butée de pied. Il est inutile, voire néfaste, de procéder au jointoiement des blocs au mortier ; par contre, le blocage des moellons avec des éclats de roche améliore la tenue du perré et la protection de la couche sous-jacente.

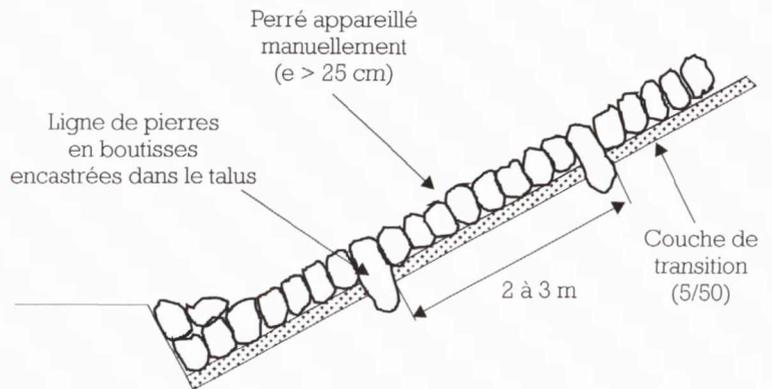


Figure 3.36 :
Coupe type d'un
perré de blocs
latéritiques
appareillés.

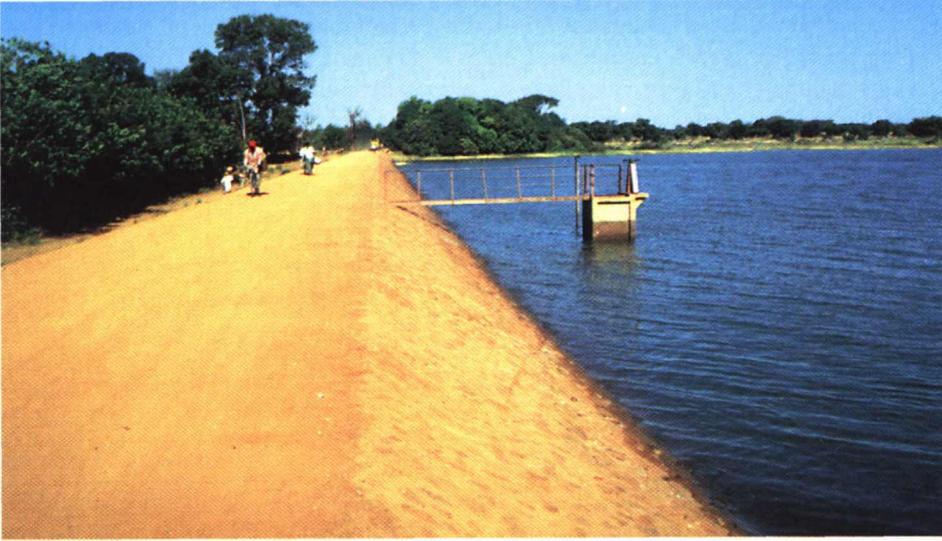


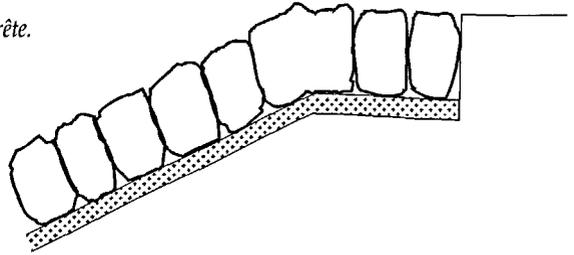
Photo 3.3 : Protection d'un talus amont par un perré maçonné, réalisé à bain de mortier : une technique efficace, mais coûteuse. Remarquer également la protection de la crête, traitée selon les normes des pistes rurales, ainsi que la tour de prise (commande amont) - barrage de Donsin (Burkina faso).



Photo 3.4 : Un perré amont en blocs de latérite rangés à la main. Remarquer au premier plan le puisard de l'ouvrage de prise (commande aval).

Le raccordement à la crête peut se faire grâce à une murette maçonnée ou de la façon décrite sur la figure 3.37. La transition entre le parement amont et la crête est, dans ce dernier cas, matérialisée par une ligne de pierres débrutées et façonnées de manière à présenter une face dans le plan du talus et une autre dans celui du couronnement.

Figure 3.37 : Raccordement du perré à la crête.



Par rapport à la solution «blocs déversés», le perré de moellons latéritiques appareillés nécessite une quantité de matériaux deux à trois fois moindre. En contre partie, on doit veiller à la qualité des matériaux (tri préalable en carrière des moellons les plus anguleux et les moins altérés) et au soin de leur mise en place.

L'expérience montre que, dans le contexte africain, la protection antibatillage par perré de blocs latéritiques appareillés, à condition d'être réalisée selon les règles d'usage, constitue généralement le meilleur compromis économique et technique.

3.5.2.4. Protection sommaire par revêtement de grave compactée

Pour les plus petits barrages présentant les trois conditions restrictives suivantes :

- hauteur inférieure à 5 m,
- retenue de faible surface avec fetch inférieur à 0,5 km,
- fetch non orienté dans le sens des vents dominants,

le CEMAGREF d'Aix-en-Provence [15] a envisagé une solution de protection antibatillage sommaire par revêtement en grave compactée.

Elle consisterait à adoucir le fruit du talus amont à 4 (H)/1(V) - pour faciliter les opérations de compactage et favoriser la tenue à long terme de la protection - et à revêtir le remblai d'une couche de graveleux latéritique, de classe 0/20 à 40 mm, sur une épaisseur d'environ 20 cm - la dite couche étant fortement compactée (compactage à des valeurs proches de l'énergie Proctor modifiée).

Sur le plan économique, l'augmentation du volume du remblai - qui découle d'une telle variante - serait largement compensée, pour la catégorie des très petits barrages à laquelle elle pourrait convenir, par l'économie sur la mise en œuvre de la protection proprement dite (par rapport à la solution traditionnelle du perré formé de moellons appareillés).

Avant d'être éventuellement appliquée à l'ensemble des très petits barrages répondant aux critères restrictifs énoncés en préambule, cette solution mérite assurément d'être testée en vraie grandeur sur des cas réels.

3.5.3. Protection de la crête

La crête doit être constituée d'une couche de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés. Pour un barrage zoné, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante du plafond du noyau par les matériaux de la couche de crête - l'objectif étant de circonscrire tout risque de dessiccation du sommet du noyau qui pourrait nuire à son étanchéité ultérieure (par apparition de fentes de retrait).

Il convient de profiler soigneusement la crête afin d'empêcher toute stagnation des eaux (infiltrations dans le corps du remblai) et d'éviter leur concentration. On préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de 3 à 4 % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (a priori, moins sujet au ravinement - de par la présence du plan d'eau - et mieux protégé que le talus aval). A défaut, on retient un profil en toit avec des pentes régulières de 3 à 4 % vers l'amont et l'aval.

En cas de tassement localisé du remblai ou de formation d'ornières, il faut procéder à une remise en forme rapide du profil de la crête. L'adjonction d'une murette de bord de crête peut améliorer la bonne tenue de cette dernière : étalement de la lame d'eau ruisselant depuis la crête, protection (provisoire) de la crête contre une éventuelle érosion régressive du talus aval...

3.5.4. Protection du talus aval

L'objectif essentiel est la protection contre le ravinement provoqué par les eaux de ruissellement. Il est à noter, que, dans bien des cas, les ravineurs s'amorcent à partir d'une concentration accidentelle des eaux de ruissellement depuis des points bas de la crête : d'où l'importance primordiale d'un réglage parfait du profil du sommet du remblai, comme recommandé au paragraphe précédent.

3.5.4.1. Protection par enherbement

En pays tempéré, c'est la solution adoptée, avec succès, dans la plupart des petits et grands barrages en remblai.

Dans la zone tropicale humide, cette solution économique peut être retenue avec, si nécessaire (fortes intensités de pluie), une protection temporaire contre le ravinement, le temps de la première pousse de l'herbe : disposition de fascines en bois pour favoriser l'accrochage de la couche, léger compactage de la terre végétale, création d'un blocage de pied en enrochements. Les espèces herbacées doivent être sélectionnées selon leur aptitude à supporter le climat local, avec une préférence pour les espèces rampantes couvrant mieux le talus. Toute plantation d'arbuste - et, a fortiori, d'arbre - est à proscrire.

On recommande, en outre, de prévoir une risberme à mi-talus pour des hauteurs supérieures ou égales à 15 m, ceci dans le but de casser l'énergie des eaux de ruissellement. Un fossé sur la risberme permettra alors d'évacuer ces eaux.

En région semi-aride ou aride (saison sèche longue), les chances de reprise ou de survie d'un tapis herbacé sont très aléatoires, voire nulles. Aussi, convient-il de s'orienter vers d'autres solutions.

3.5.4.2. Protection par un perré latéritique

Elle reprend le même principe que la protection employée pour le talus amont (cf. § 3.5.2.3).

N'étant pas soumise à l'action du battillage, une telle protection, mise en œuvre sur le talus aval, apparaît comme particulièrement fiable.

Elle présente cependant l'inconvénient majeur d'être très coûteuse par rapport aux autres dispositifs de protection envisageables.

3.5.4.3. Protection par revêtement de grave compactée

Cette solution, déjà envisagée dans ce manuel pour protéger le talus amont des très petits barrages (cf. 3.5.2.4), pourrait être adoptée, de façon moins restrictive, pour le talus aval d'un plus large éventail de petits barrages en remblai. Elle consiste, rappelons-le, à revêtir le talus d'une couche de matériau graveleux de classe 0/20 à 40 mm, compactée à une énergie proche de l'O.P.M. et d'une épaisseur finale de l'ordre de 20 cm.

Des protections de ce type ont déjà été mises en œuvre sur quelques petits barrages construits dans les années soixante en Afrique sahélienne : elles ont, semble-t-il, donné entière satisfaction. La seule contrainte attachée à la solution du « revêtement compacté » demeure l'accessibilité du talus aux engins de compactage classiques : à cette fin, on recommandera l'adoption d'une pente minimum de 1 pour 2,5 à 3 (certes moins pénalisante que celle de 1/4 à préconiser pour un talus amont protégé par la même technique).

En outre, la crête du remblai étant traitée de la même manière que le talus aval, la murette de protection, déjà évoquée (3.5.3), devient superflue.

3.5.5. Conclusion sur la protection du remblai

Les dispositifs de protection du remblai dont les principes ont été décrits ci-dessus, outre leur efficacité vis à vis de la défense contre les agressions physiques des eaux extérieures au barrage, offrent également une réponse plus ou moins complète aux autres risques d'agression :

- dessiccation de surface du remblai ;

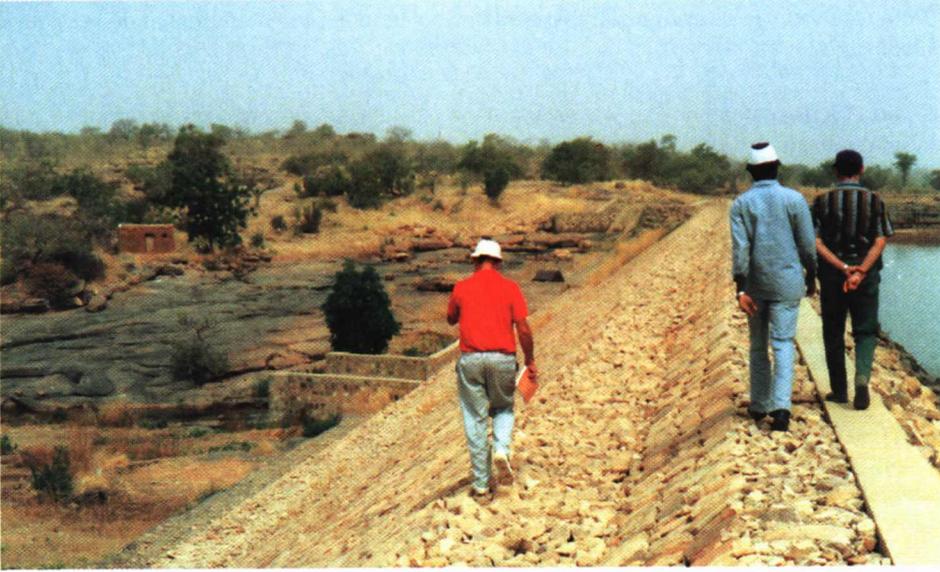


Photo3.5 : Barrage en enrochements de Daga-2 (Mali).



Photo 3.6 : Barrage de Daga-2 : détail du parement aval ; noter la présence d'une rangée de gabions à titre de blocage de pied.

- détérioration par les animaux fouisseurs ou le piétinement des ruminants domestiques ou sauvages.

Ils participent également - même si cela n'est pas pris en compte dans les calculs - à la stabilité mécanique des talus du remblai.

Dans certains cas, des dispositions complémentaires peuvent être envisagées pour pallier un risque particulier : par exemple, une mise en défens (clôture) de l'emprise du remblai afin d'éviter le piétinement des animaux domestiques.

3.6. CONCEPTION DES BARRAGES À MASQUE

Le barrage à masque présente, à l'instar du barrage à noyau, une dissociation nette entre les fonctions de stabilité mécanique - apportées par l'ensemble du corps du remblai - et d'étanchéité - assurées par le masque proprement dit. Le masque étanche, est constitué d'un organe mince, mis en œuvre sur (ou à proximité de) la ligne de parement amont.

Dans la présente section, nous ne reprendrons pas point par point les étapes de conception précédemment abordées pour les deux autres types de barrage en remblai. En effet, bon nombre des principes dégagés alors s'appliquent au cas du remblai à masque amont. Nous nous contenterons, donc, d'évoquer ici les particularités introduites, au plan de la conception, par ce dernier type de barrage.

3.6.1. Constitution et stabilité du remblai

L'intérêt du barrage à masque réside dans le fait que - l'étanchéité étant assurée par ailleurs - le corps du remblai peut être formé de matériau perméable et, donc, à granulométrie (et à performance mécanique) élevée(s). Ce principe se concrétise typiquement dans le barrage en enrochements.

3.6.1.1. Le barrage en enrochements

Pour autant qu'il soit correctement compacté et réalisé avec des matériaux non évolutifs, le barrage en enrochements tassera peu par lui-même, après sa construction : ce qui est un point important compte tenu de la fragilité potentielle de l'organe d'étanchéité (risque de fissuration ou de déchirure, en cas de tassement excessif du support). Le coefficient de sécurité au glissement du talus seul (sans sa fondation) est, dans ces conditions, proche de la valeur du rapport de la tangente de l'angle de talutage à celle de l'angle de frottement interne.

Le facteur déterminant pour le dimensionnement du remblai devient, dès lors, la sécurité vis à vis du risque de glissement (circulaire ou plan) recoupant la fondation (si elle s'avère meuble : cf. 3.1.1.2). On peut, dans ce cadre, avoir recours aux mêmes procédés de calcul

que ceux utilisés pour les barrages en terre (cf. § 3.1.3.2) : le matériau du remblai étant simplement considéré comme totalement frottant (cohésion nulle, angle de frottement interne de 35 à 40°, selon degré de compactage).

Si les terrains de fondation présentent des caractéristiques convenables, les calculs de vérification et de dimensionnement conduisent, en principe, à l'adoption de talus plus raides que pour les remblais en terre classiques : fruit de 1,5 à 1,8. Cela constitue, bien entendu, l'un des atouts du barrage en enrochements qui se traduit par un moindre volume du remblai.

Un autre intérêt de ce type de barrage réside dans la non-nécessité du drainage du corps de remblai : celui-ci étant, en principe, drainant dans sa masse, il suffit d'assurer la collecte et l'évacuation des eaux d'infiltration.

Pour l'heure, le barrage en enrochements sensu stricto est très peu représenté, dans le parc africain des petits barrages. Les raisons de cette absence sont explicables :

- approvisionnement en enrochements généralement impossible ou difficile ;
- dans les rares cas où une source d'approvisionnement existe (par exemple, en zone de montagne), il est en concurrence avec d'autres types d'ouvrage économiquement plus avantageux dans le contexte local (ex : barrage poids en maçonnerie) ;
- technique de compactage exigeante en matériel puissant et consommatrice d'eau.

Par contre, y compris en Afrique, le principe plus général du masque amont pourrait apporter une réponse intéressante dans la recherche de l'étanchéité d'un remblai semi-perméable.

3.6.1.2. Le barrage à masque sur remblai semi-perméable

Il peut se présenter le cas où l'on ne dispose pas, en quantité appropriée, d'un matériau suffisamment imperméable après compactage pour former, soit un noyau de barrage, soit un remblai homogène, parfaitement étanche.

On pourra s'orienter, dès lors, vers la conception d'un barrage en remblai homogène à base de matériau «tout venant» compacté (après vérification de son aptitude au compactage) dont le caractère semi-perméable sera compensé par la réalisation d'un masque amont étanche.

L'étude de stabilité d'un tel ouvrage se rapprochera de celle d'un barrage en terre classique avec des hypothèses éventuellement particulières sur son hydraulique interne et une attention particulière au problème du tassement.

Il ne faudra, cependant, pas perdre de vue que, dans le contexte particulier de l'Afrique, si le remblai est constitué d'un matériau latéritique initialement grossier et assez perméable, les phénomènes de vieillissement et d'altération pourront modifier progressivement ses caractéristiques mécaniques et surtout hydrauliques (impermeabilisation partielle) ;

d'où la nécessité, d'une part, de prendre une marge de sécurité dans les calculs de stabilité, vis à vis de la résistance mécanique du matériau et, d'autre part, de prévoir le cas échéant - et ce, à la différence du barrage en enrochements - un dispositif de drainage du corps du remblai.

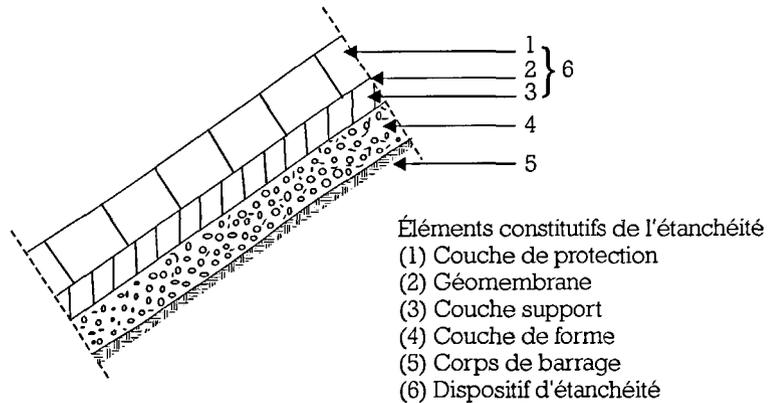
En outre, dans le même souci de sécurité, on peut envisager la possibilité d'une défaillance du masque étanche et prendre en compte une saturation partielle du remblai au voisinage de celui-ci.

3.6.2. Étanchéité par géomembrane

Les premières utilisations de géomembrane pour étancher un barrage remontent aux années soixante. Depuis, la technique s'est largement développée en Europe et aux U.S.A., en particulier.

Ces quelque trente années d'expérience ont d'abord montré que cette technique d'étanchéification ne pourrait se ramener à la simple «pose» d'une membrane étanche sur le parement amont du barrage. L'état de l'art (Étanchéité des barrages par géomembranes : technique actuelle - Bulletin n°78 de la C.I.G.B. - 140 pp -1991 - [56]) exige, en effet, que la géomembrane repose sur une couche support et soit, en principe, recouverte par une couche de protection : on parle, désormais, de «dispositif d'étanchéité par géomembrane» (D.E.G.) pour désigner un tel ensemble de couches superposées nécessaires à la réalisation, à la mise en œuvre et à la protection de la géomembrane.

Figure 3.38 : Coupe-type d'un D.E.G. (extrait de «Étanchéité des barrages par géomembranes : technique actuelle» - Bulletin n°78 de la C.I.G.B. - 140 pp -1991 - [56]).



3.6.2.1. Nature et choix de la géomembrane

Les géomembranes utilisées en génie civil sont des organes minces, souples, continus et étanches, même sous les petites déformations que peut subir le support. Elles sont réalisées à partir de deux grandes classes de matériaux de base :

- les polymères synthétiques : plastomères (polyéthylène haute densité P.E.H.D., polychlorure de vinyle plastifié PVC-P,...) ou élastomères (butyl, ...);
- les produits à base de bitume : bitumes soufflés ou bitumes modifiés par ajout de polymères (dits bitumes polymères).

Les géomembranes peuvent être composites, c'est-à-dire formées par superposition et assemblage de plusieurs composants dont au moins une géomembrane : les composants additionnels permettent d'améliorer les propriétés de l'ensemble (résistance au poinçonnement, stabilité thermique, coefficient de frottement, drainage, etc...).

Elles se présentent sous forme de lés, généralement préfabriqués en usine. Plus rarement, les géomembranes sont fabriquées en place (géomembrane bitumineuse, en particulier) : les difficultés d'homogénéisation de la qualité du produit fini font toutefois qu'une telle technique de fabrication in situ s'avère de moins en moins utilisée de nos jours, sauf cas particulier.

Selon la nature de la géomembrane, l'assemblage des lés s'effectuera par soudure thermique ou par collage.

Sur un plan technique, il faut s'assurer, dans le contexte d'un climat tropical, que la géomembrane (même protégée) offre une bonne résistance aux rayonnements ultraviolets et aux températures élevées. En outre, si la destination du barrage comprend l'alimentation en eau potable, la géomembrane doit posséder un label alimentaire.

Mais l'un des premiers facteurs de sélection de la géomembrane en pays africain risque d'être la possibilité (et le coût) d'approvisionnement.

3.6.2.2. Mise en œuvre du dispositif d'étanchéité par géomembrane (D.E.G.)

a) La structure support

Elle comprend la couche de forme et la couche support proprement dite de la géomembrane, avec les drainages éventuels de l'eau et des gaz.

Sa fonction est double :

- durant les travaux, elle facilite la mise en place de la géomembrane (régularisation du profil de pose) ;
- en phase d'exploitation, elle protège la géomembrane des agressions mécaniques en répartissant les efforts transmis par le remblai (rôle contre le poinçonnement et le déchirement) et assure, si nécessaire, le drainage de l'eau et/ou des gaz.

La composition à retenir pour la structure support dépend étroitement des caractéristiques du remblai à étancher et de son état de surface.

Si le fond de forme est irrégulier (cas systématique pour le barrage en enrochements), il est nécessaire de prévoir une couche de forme constituée en général de grave «tout venant».

Si la couche de forme est faite de matériaux non triés et/ou grossiers, la mise en œuvre d'une couche support à base de matériaux triés, non poinçonnants, est indispensable.

L'étanchéité de la géomembrane pouvant être mise en défaut en cas d'incident, un drainage sous masque est également à préconiser, sauf pour les barrages en enrochements, drainants dans leur masse.

Dans les cas courants, la couche support est conçue de manière à assurer ce drainage : matériaux drainants, réseau de tuyaux drainants, ...

Sur le marché, se développent aujourd'hui des produits synthétiques composites qui sont susceptibles de se substituer à tout ou partie des couches granulaires de la structure support : leur coût d'approvisionnement en Afrique risque, cependant, d'être élevé.

b) La disposition de la géomembrane

Les lés de géomembrane sont à dérouler depuis la crête de la digue avec un recouvrement latéral variable selon la nature de la géomembrane (se reporter aux recommandations du fabricant - quelques décimètres en règle générale).

Les joints (verticaux, en principe) sont confectionnés, in situ, par soudure ou collage, suivant le type de la géomembrane, avec le plus grand soin, puisque de leur qualité dépendra l'étanchéité globale du dispositif. Les joints horizontaux entre deux lés successifs sont déconseillés : pour des petits barrages, ils peuvent être évités sans difficulté.

L'ancrage en tête de la géomembrane s'effectue, généralement, par enfouissement d'une bande d'extrémité des lés dans une tranchée. Il convient de réaliser un ancrage provisoire à la pose de la membrane, l'ancrage définitif n'étant réalisé qu'après la pose de la couche de protection (cf. c.).

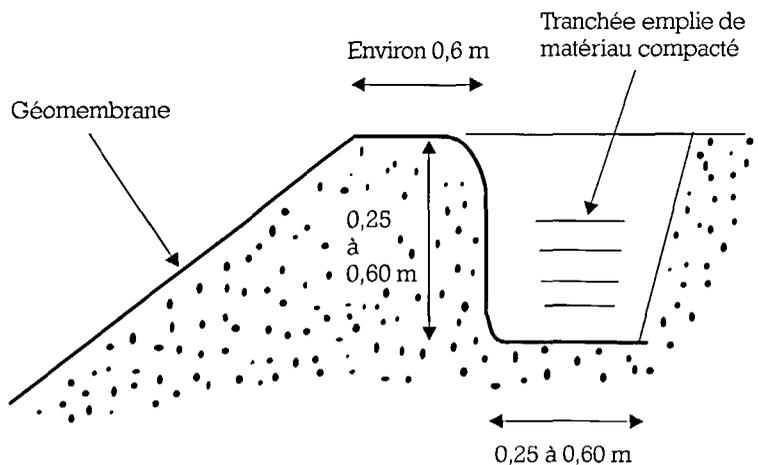


Figure 3.39 : Principe de l'ancrage en tête d'une géomembrane. (d'après « Etanchéité des barrages par géomembranes : technique actuelle » - Bulletin n°78 de la C.I.G.B. - 140 pp -1991 - [56]).

Le choix du mode d'ancrage de pied va dépendre de la nature du dispositif d'étanchéité prévu en fondation. La géomembrane doit, en effet, se raccorder parfaitement à l'écran d'étanchéité de la fondation.

S'il s'agit d'une clé d'étanchéité en matériau argileux, l'ancrage de pied s'effectue simplement par enfouissement de l'extrémité des lés dans celle-ci :

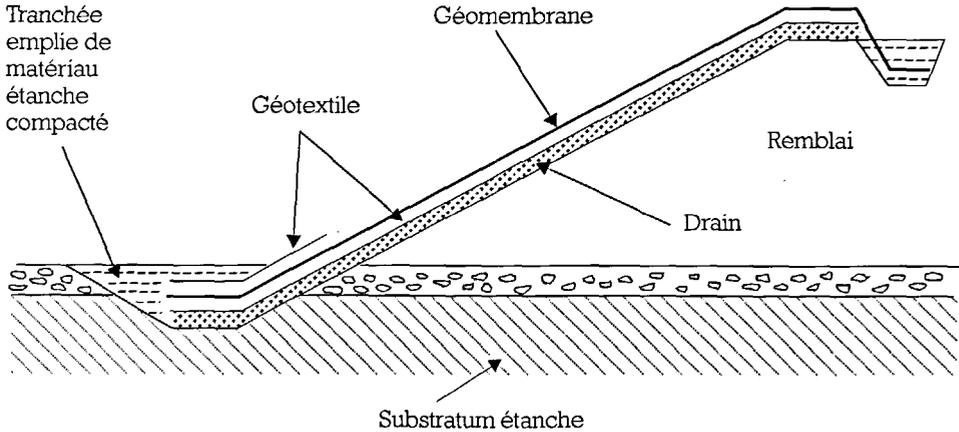


Figure 3.40 : Ancre de pied dans une clé d'étanchéité (d'après « Étanchéité des barrages par géomembranes : technique actuelle » - Bulletin n°78 de la C.I.G.B. - 140 pp -1991 - [56])[56]).

S'il s'agit d'un parafeuille en béton, le mode de raccordement est à adapter selon le matériau constitutif de la géomembrane : collage ou serrage.

Dans tous les cas, les profils de raccordement doivent être conçus de façon à éviter, les angles vifs ou les zones de tension (cf. figures 3.40 et 3.41) et les surfaces de contact doivent être le plus lisse possible. Le raccordement d'étanchéité avec les rives doit également être étudié et exécuté soigneusement.

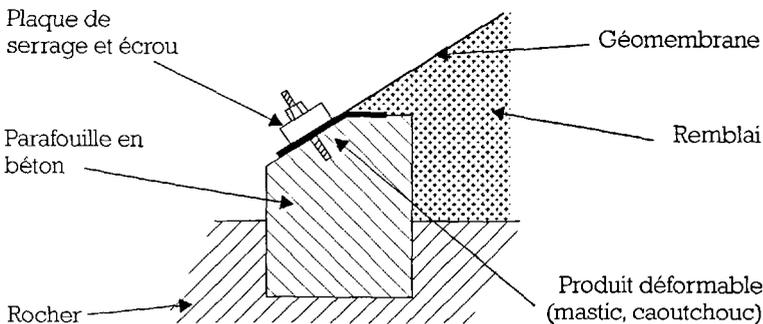


Figure 3.41 : Raccordement à un parafeuille en béton par serrage (d'après « Étanchéité des barrages par géomembranes : technique actuelle » - Bulletin n°78 de la C.I.G.B. - 140 pp -1991 - [56]) [56]).

Il faut souligner, enfin, les difficultés particulières de chantier introduites par la mise en œuvre des géomembranes : poinçonnements, accrocs ou problèmes de prise au vent, risques de déchirures lors de la manutention ou des manœuvres d'engins, etc...

c) La couche de protection

Sa fonction est de lester la géomembrane et de la mettre à l'abri d'agressions extérieures telles que :

- les rayonnements ultraviolets ;
- les chocs, déchirures pouvant résulter de corps flottants, de passage d'animaux ou encore d'actes de vandalisme ;
- le battillage et/ou l'action du vent susceptibles de fatiguer la géomembrane dépourvue de lestage
- l'envahissement de la végétation.

La présence d'une couche de protection engendre, cependant, un certain nombre d'inconvénients non négligeables :

- risque de mise en traction de la géomembrane ;
- impossibilité d'un examen visuel direct en service ;
- complication de sa réparation en cas de dégradation.

On peut, dès lors, se poser la question de la nécessité d'une protection pour le cas d'un petit barrage. La réponse à cette interrogation légitime réside, en fait, dans l'analyse objective des risques susceptibles d'affecter la géomembrane et, par ailleurs, des possibilités de conduire une réparation rapide in situ (et, donc, de détecter rapidement, au préalable, une défaillance...).

Si le concepteur conclut à la nécessité d'une protection, on privilégiera les matériaux dotés d'une face lisse et faciles à enlever tels que dalles en béton préfabriquées, de faible poids pour éviter les découpages en forme de « semelles ». D'autres dispositifs plus rustiques - enrochement, perré de latérite, voire recharge de matériau compacté ne pourront être mis en œuvre sans l'ajout d'une couche antipoinçonnement de matériau fin calibré, associée ou non à un géotextile et posé sur la géomembrane.

La couche de protection doit, en outre, pouvoir résister au battillage et ne pas glisser sur la géomembrane.

3.6.2.3. Stabilité mécanique du D.E.G. sur le remblai

Le choix d'un masque amont d'étanchéité mince de type D.E.G. introduit une composante d'instabilité supplémentaire aux différentes interfaces entre les éléments constitutifs du D.E.G. (risque de rupture de type plan).

Le D.E.G. étant une structure multicouches, l'étude de sa stabilité sur le remblai fait intervenir les angles de frottement interne entre les différentes couches et/ou géosynthétiques qui le composent, les caractéristiques des ancrages du dispositif et la résistance intrinsèque de la géomembrane et autres géotextiles associés. L'analyse de la stabilité du D.E.G.

peut, ainsi, conduire à adoucir la pente du talus amont par rapport à celle déduite de l'étude de la seule stabilité interne du corps du remblai (cf. 3.6.1).

En pratique, on recommande l'adoption d'une pente inférieure à 1/2 qui permet, en outre, de faciliter les modalités de mise en œuvre (circulation du personnel et des engins en cours de chantier).

Toute pente supérieure exige une étude spécifique (en particulier, de stabilité).

3.6.3. Autres dispositifs d'étanchéité amont

L'étanchéité amont des barrages à masque peut aussi être assurée par un voile en béton ou à base de produits bitumineux.

L'une et l'autre solutions présentent l'avantage d'apporter «du même coup» une bonne protection anti-batillage.

Le masque en béton est constitué de dalles minces en béton armé de plusieurs m² de surface, généralement coulées en place, avec des joints de type «waterstop». Ce procédé est a priori assez onéreux (sauf si le béton s'avère bon marché : ce qui n'est pas le cas en Afrique). De plus, un masque en béton est techniquement difficile à réaliser (armatures, joints et coffrages, tout cela sur pente) et exige des entreprises spécialisées.

L'étanchéité apportée par masque à base de produits bitumineux mérite, par contre, à notre avis, un regain d'intérêt, dans les pays pétrolifères tout au moins où la matière première «bitume» est disponible et d'approvisionnement facile. Il s'agit d'un procédé connu depuis la plus haute antiquité puisque dès 1300 avant Jésus-Christ, les Perses ont étanché les berges du Tigre par une maçonnerie de briques liées au mastic bitumineux.

Un bitume (soufflé) brut peut être employé pour la fabrication in situ d'une géomembrane bitumineuse étanche par imprégnation d'un feutre géotextile : on se ramène, alors, au cas du D.E.G. (cf. § précédent).

Le mélange de bitume avec un sable riche en filler (ou « farine minérale » : silt calcaire à au moins 70 % de passant au tamis de 80 µm), constitue un mastic que l'on peut couler dans les interstices d'un perré auto stable pour en lier les blocs, ou dans les vides d'un matelas Reno pour assurer le colmatage de la structure monolithique tout en lui préservant sa souplesse (procédé SARTI - MACCAFERRI - ENERGIA ELETTRICA ITALIA). Mise en œuvre ponctuellement en Europe, la première technique a déjà été utilisée pour le revêtement du déversoir des barrages de Frondobo et N'Guessankro en Côte d'Ivoire, au début des années soixante (cf. chapitre 2). Le perré bitumineux obtenu présente l'intérêt d'être résistant aux effets du batillage et de l'abrasion par l'écoulement des eaux. Il serait intéressant d'étudier comment cette technique pourrait être adaptée de façon à produire un perré bitumineux étanche, capable de jouer le rôle de masque amont auto protégé pour un petit barrage.

La plus importante réserve formulée à ce jour à l'encontre de l'emploi en pays tropical, du bitume à des fins hydrauliques, est sa sensibilité à la chaleur qui implique de ne pas dépasser des pentes de 1/2 pour éviter les risques de coulage. Une telle réserve devrait pouvoir être partiellement levée par l'étude et la fabrication d'une qualité de mélange bitumineux plus appropriée.

3.6.4. Conclusion sur les barrages à masque amont

La solution du barrage en remblai à masque amont n'est, a priori, à retenir pour les petites retenues africaines que lorsqu'aucun matériau d'extraction, disponible sur le site, n'offre une garantie d'étanchéité suffisante après compactage.

L'explosion des géomembranes sur le marché des géosynthétiques rend cette technique séduisante sur le plan du principe. Une telle percée ne doit cependant pas faire oublier que le procédé D.E.G. demeure de mise en œuvre délicate. Nous ne prétendons pas, loin s'en faut, avoir fait le tour du sujet dans la présente section et nous renvoyons le lecteur à la bibliographie pour de plus amples détails sur la question (cf. références [54] et [56]).

En tout état de cause, le maître d'œuvre doit exiger de l'entrepreneur (et du sous-traitant fabricant) toutes les garanties nécessaires avant l'adoption d'une solution d'étanchéité D.E.G. : qualité et propriétés de la géomembrane proposée, mémoire explicatif et plans d'exécution des travaux (y compris établissement d'un plan de pose), spécifications techniques détaillées, garantie contractuelle d'étanchéité, ...

Enfin, le facteur limitant susceptible de faire frein au développement de l'emploi des D.E.G. sur les petits chantiers africains est celui du coût d'approvisionnement des géomembranes. Dans un tel contexte, le concepteur pourrait faire appel à des procédés d'étanchéification amont plus rustiques, exploitant les matériaux et moyens locaux, tels ceux à base de produits bitumineux.

3.7. CONCLUSION GÉNÉRALE SUR LE BARRAGE EN REMBLAI

La majorité du continent africain est soumise à l'action uniformisante de la pédogenèse tropicale : d'épaisses couches d'argiles ferralitiques ou graves latéritiques ont pu ainsi se constituer au détriment du substratum, qu'on ne retrouve souvent qu'à plusieurs mètres de profondeur.

Ces données géologiques, associées à celles de la géomorphologie, font que l'Afrique apparaît globalement comme une terre de prédilection pour le petit barrage en remblai (homogène) : les matériaux latéritiques peuvent ainsi être exploités avantageusement pour la construction de longues digues étanches, de petites ou moyennes dimensions.

Sur le plan de la conception du remblai sensu stricto, les problèmes posés se résolvent classiquement avec des méthodes simples, basées sur un minimum indispensable d'investigations préalables et quelques règles de bon sens.

Dans ce contexte plutôt favorable, trois points méritent, cependant, de faire l'objet d'une attention particulière :

- **l'étanchéité de la fondation** : les couches d'altération de surface, souvent épaisses et hétérogènes, peuvent être très perméables (argiles à canaux, ...)

- **la protection du remblai**, pas toujours facile à concevoir du fait de la carence de matériaux grossiers ;

- **l'évacuateur de crue** qui s'avère fondamental pour un remblai ne supportant pas par nature, la surverse ou les affouillements et qui devient, dès que la surface interceptée du bassin versant est importante (ce qui est un cas courant en zone semi-aride pour garantir les apports), le facteur technico-économique prépondérant du projet.

L'étude du barrage en remblai est, de ce dernier état de fait, indissociable de celle de son évacuateur de crues, pour laquelle nous renvoyons le lecteur au chapitre 2.