

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université 08 Mai 1945 de Guelma

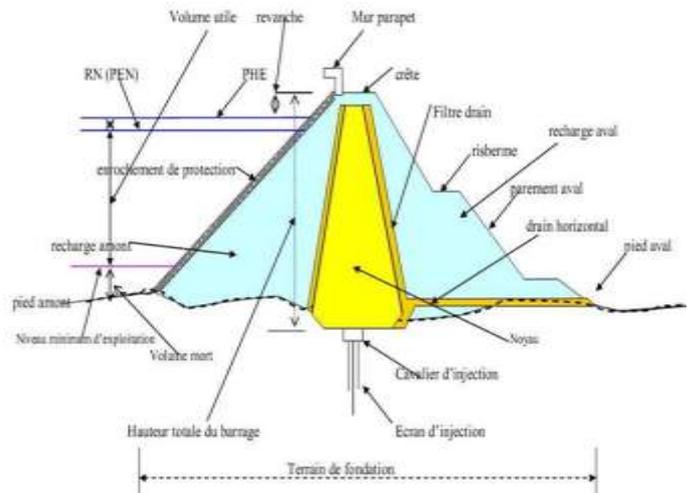
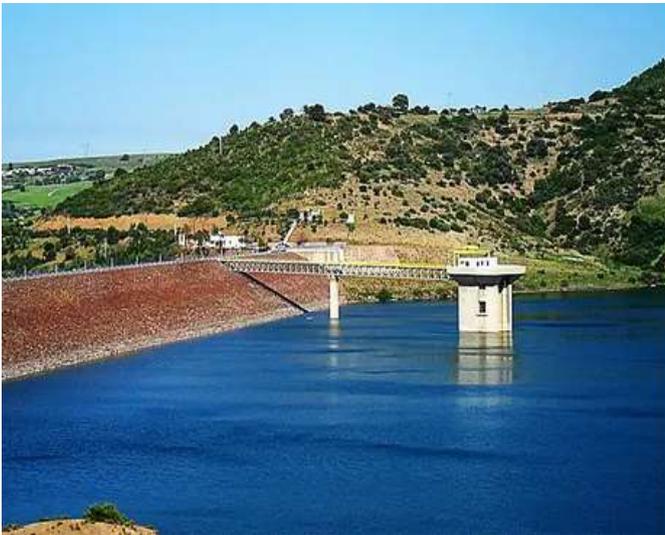


Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de : Génie Civil & Hydraulique

Polycopié de cours

BARRAGES EN TERRE

Cours destiné aux étudiants de Master 2 Géotechnique



Élaboré par : **Dr. Nassima LEKOUAGHET**
(Docteur en : Génie Civil - Option : Hydraulique)

Année universitaire 2023-2024

AVANT-PROPOS

Les barrages en terre, ces géants silencieux de la gestion des ressources en eau, jouent un rôle crucial dans le développement économique et la gestion des ressources en eau. Ils permettent de capturer et stocker l'eau précieuse à partir desquels la distribuer pour des usages essentiels tels que l'Alimentation en Eau Potable (AEP), l'irrigation, l'industrie et la production d'énergie hydroélectrique.

Ce polycopié de cours est le fruit d'une synthèse rigoureuse d'ouvrages de référence en construction et conception des barrages en terre, s'adresse aux étudiants de Master 2 Géotechnique en génie civil. Il constitue un support pédagogique de premier choix, offrant une base de connaissances solide pour appréhender la complexité de ces ouvrages.

A travers ce polycopié de cours, se familiariseront avec les principes fondamentaux de la conception et du calcul des barrages en terre. Ils acquerront les compétences nécessaires pour :

- *Maîtriser les généralités et la classification des barrages en terre dans leur environnement ;*
- *Appréhender les différents types de barrages en terre et leurs caractéristiques ;*
- *Découvrir les principes de conception et les techniques de construction des barrages en terre ;*
- *Appliquer les méthodes de calcul et de dimensionnement des barrages en terre ;*
- *Analyser la stabilité des barrages en terre et les facteurs de risque potentiels ;*
- *Identifier les pathologies fréquentes des barrages en terre et les techniques de confortement adaptées.*

Ce polycopié de cours est arrangé en cinq chapitres soigneusement structurés pour offrir une progression pédagogique claire et cohérente :

- *Le premier chapitre aborde des généralités et la classification des barrages dans leur environnement ainsi que les différents types de barrages en terre.*
- *Le deuxième chapitre est consacré à la conception et les techniques de construction des barrages en terre.*

- Le chapitre troisième traite les méthodes de calcul et de dimensionnement des barrages en terre et l'analyse de leurs stabilités.
- Le quatrième chapitre a été consacré aux pathologies et technique de confortement des barrages en terre.
- Le dernier chapitre est réservé aux applications pratiques.

Ce polycopié de cours sur les barrages en terre offre aux étudiants de Master Géotechnique en Génie Civil une occasion unique de se spécialiser dans ce domaine du Génie Civil. En s'appropriant les concepts théoriques et les outils pratiques dispensés, les futurs ingénieurs seront équipés pour contribuer à la réalisation de ces ouvrages indispensables au développement durable et à la prospérité des sociétés.

Programme officiel détaillé de la matière

Semestre : 3 ; Master 2 Géotechnique

Unité d'enseignement : UEF 2.1.2

Matière : Barrages en terre

VHS : 22h30 (Cours : 1h30)

Crédits : 2

Coefficient : 1

Objectifs de l'enseignement :

Ce cours a pour objet d'initier l'étudiant à la conception et au calcul des barrages en terre.

Connaissances préalables recommandées :

Mécanique des sols avancées, Fondations, Talus et soutènement, Méthode des différences finies, Méthodes des éléments finis.

Contenu de la matière :

- | | | |
|--------------------|--|---------------------|
| Chapitre 1, | Classification des barrages | (2 Semaines) |
| Chapitre 2, | Conception et techniques de construction des barrages en terre | (3 Semaines) |
| Chapitre 3, | Méthodes de calcul et de dimensionnement des barrages en terre
(Notion de sécurité, mode de rupture, contexte géologique, bilan hydrologique, caractéristiques géotechniques, actions et sollicitation, analyse de stabilité) | (4 Semaines) |
| Chapitre 4, | Pathologie et techniques de confortement des barrages en terre | (2 Semaines) |
| Chapitre 5, | Application pratique (Calcul d'une digue en terre) | (4 Semaines) |

Mode d'évaluation :

Examen : 100%

Références bibliographiques :

1. A.J. Schleiss, H. Pougatsch. **Les barrages- Du projet à la mise en service.** Ed. Presses Polytechniques et Universitaires romandes.
2. P. Le Delliou. **Les barrages : conception et maintenance.** Ed. ENTPE, presse universitaire de Lyon, France.
3. L. Vulliet, L. Laloui, J. Zhao. **Mécanique des sols et des roches.** Ed. Presses Polytechniques et Universitaires romandes.



Sommaire

Sommaire

Avant-propos	i
Programme officiel détaillé de la matière	iii
Sommaire	iv
Liste des figures	viii
Liste des tableaux	xi
Liste des abréviations	xii
Chapitre 1 : Classification des barrages	
1.1 Introduction	1
1.2 Fonctions d'un barrage (L'étanchéité et la stabilité).....	1
1.2.1 L'étanchéité	1
1.2.2 La Stabilité	2
1.3 Classification général des barrages	2
1.3.1 Classification réglementaire des barrages et digues	2
1.3.2 Classification des barrages selon la résistance à la poussée hydraulique (forces de stabilités)	3
1.3.3 Classification des barrages selon la nature du matériau de construction	5
1.4 Classification des barrages en terre	6
1.4.1 Barrage en terre homogène	6
1.4.2 Barrage en terre hétérogène ou zoné	7
1.4.3 Barrage en terre mixte (à masque et à diaphragme)	9
1.5 Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en remblais	10
1.5.1 La disponibilité des matériaux	10
1.5.2 Caractéristique de la fondation	11
1.5.3 Action des vagues	12
1.5.4 Conditions Climatiques	12
1.5.5 Séismicité	12
1.6 Conditions d'emploi des barrages en remblai (avantages et particularités)	13
1.7 Condition du choix du site d'un barrage.....	14
1.7.1 Etudes Topographiques (La morphologie de la vallée).	14
1.7.2 Etudes Hydrologiques.	15
1.7.3 Etudes Géologiques et Géotechniques.	16
1.7.4 Données sismologiques.	16
1.7.5 Critères économiques.	17
1.7.6 Impact de l'ouvrage sur l'environnement.	17

Chapitre 2 : Conception et techniques de construction des barrages en terre

2.1	Introduction	18
2.2	Définition du profil général du barrage en terre	18
2.2.1	Terminologie des parties constitutives d'un barrage en terre	19
2.2.2	Ouvrages annexes d'un barrage	19
2.2.3	Découpage du volume, niveau et hauteur d'une retenue	22
2.3	Conception des éléments principaux dans les barrages en terre	23
2.3.1	Niveau de la Crête du Barrage NCB (Hauteur du barrage)	24
2.3.2	Calcul de la hauteur de montée de la vague (la Revanche) (R_v)	25
2.3.3	La largeur de la crête (bcr)	26
2.3.4	Pente des talus	27
2.3.5	Protection des parements et de la crête	28
2.3.6	Les éléments d'étanchéité de la digue (Noyaux et diaphragmes)	29
2.3.7	Les éléments d'étanchéité de la fondation (Écrans et tapis d'étanchéité)	30
2.3.8	Les éléments de drainage (les Drains et les filtres)	30
2.4	Organes hydrauliques fonctionnels et annexes	33
2.4.1	Conception de l'évacuateur de crue	33
2.4.2	Ouvrage de vidange de fond	38
2.4.3	Ouvrage de prise d'eau	39
2.5	Matériaux de construction	43
2.5.1	Les matériaux granulaires	43
2.5.2	Les matériaux cohésifs	43
2.6	Réalisation des barrages	43
2.7	Techniques de construction des barrages	44
2.8	Méthode de construction	45
2.8.1	Implantation	45
2.8.2	Mise en place d'un batardeau	45
2.8.3	Préparation des fondations	45
2.8.4	Mise en œuvre des remblais	46
2.8.5	Mesures concernant l'efficacité d'un compacteur	48
2.7.6	Autres travaux	49
2.8	Critères de conception des digues en terre et/ou en enrochements	49

Chapitre 3 : Méthodes de calcul et de dimensionnement des barrages en terre

3.1	Notion de sécurité	50
3.2	Mode de rupture des ouvrages en remblai	50
3.2.1	L'érosion externe	51
3.2.2	Les mécanismes d'érosion interne	53

Sommaire

3.2.3	Rupture par liquéfaction de la digue ou des terrains de fondation	54
3.3	Les études préliminaires d'un barrage	54
3.3.1	Le choix du site	54
3.3.2	Contexte géologique	55
3.3.3	Etude hydrologiques	55
3.3.4	Etudes géologiques et géotechniques	56
3.4	Actions et sollicitations	58
3.5	Analyse de la stabilité de la digue	59
3.6	Les méthodes analytiques d'analyse de stabilité des talus	60
3.6.1	Les méthodes globales	61
3.6.2	La méthode des Coins	61
3.6.3	Les méthodes des tranches	62
3.7	Etude des infiltrations dans le corps du barrage (La stabilité hydraulique)	65
3.7.1	La détermination de la ligne de saturation	65
3.7.2	Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain	65
3.7.3	Calcul du débit de fuite	66
3.7.4	Calcul du débit d'infiltration par réseau d'écoulement	68
3.7.5	Calcul de la Pression interstitielle	70
3.8	Dimensionnement de l'évacuateur de crue	72
3.8.1	Critères de dimensionnement	72
3.8.2	Calculs hydrauliques du déversoir	73
3.9	Critères de dimensionnement de la vidange de fond	74
3.10	Calcul du rendement de la digue	77
3.11	Dimensionnement des dispositifs de protection contre les effets de l'eau	77
3.11.1	dispositif de protection du talus (e)	77
3.11.2	Matériaux filtrants (Drains et fitres)	79
3.11.3	Epaisseur du filtre	80
3.12	Les fondations et les traitements à adopter	81
3.12.1	Les fondations en matériaux rocheux	81
3.12.2	Les fondations en matériaux granulaires grossiers	81
3.12.3	Les fondations en matériaux fins à très fins	83

Chapitre 4 : Pathologie et techniques de confortement des barrages en terre

4.1	Causes de rupture d'un barrage	84
4.1.1	Des problèmes techniques	84
4.1.2	Des causes naturelles	84
4.1.3	Des causes humaines	84
4.2	Sécurité des barrages	85
4.2.1	Statistiques mondiales globales	85
4.2.2	Importance relative des causes de rupture	85

Sommaire

4.2.3	Pathologie grave des barrages des Barrages en remblai	86
4.2.4	Circonstances des accidents de barrages	87
4.2.5	Origine et causes des désordres sur les barrages en terre	87
4.2.6	Progrès récents en matière de sécurité	88
4.3	Modes et mécanismes de rupture rencontrés sur les barrages en remblai	89
4.3.1	Érosion externe initiée par une surverse	89
4.3.2	Erosion interne	90
4.3.3	Glissement de parement	92
4.3.4	Modes de défaillance des organes hydromécaniques	93
4.3.5	Désordres dus aux séismes	93
4.4	Classification des pathologies d'un barrage en terre	93
4.4.1	Pathologie liée à l'instabilité d'ensemble	94
4.4.2	Pathologie liées aux tassements	98
4.4.3	Pathologie liées à l'étanchéité	98
4.5	Sécurité d'un barrage en terre	100
4.6	Techniques de confortement des barrages	101
4.6.1	Surveillance et auscultation	101
4.6.2	Principes généraux d'auscultation	102
4.6.3	Différents procédés et appareils de mesure	102
4.7	Moyens de prévention	103

Chapitre 5 : Application pratique (Calcul d'une digue en terre)

Application 1	(Dimensionnement de la digue et calcul de débit de fuite)	104
Application 2	(Méthode globale de stabilité du talus)	107
Application 3	(stabilité du talus par la Méthode de Fellenius et Bishop)	108
Application 4	(Débit d'infiltration et des pressions interstitielles dans la digue)	111
Application 5	(Débit d'infiltration par la méthode de PAVLOVSKY)	113
Application 6	(Dimensionnement des dispositifs de protection des talus).....	115
Application 7	(Réseau d'écoulement et phénomène de renard)	116
Références bibliographiques		118

Liste des figures

N°	Titre	Page
Chapitre 1		
Figure 1.1	vue en plan d'une retenue de barrage [a]	(01)
Figure 1.2	Classification des barrages selon la résistance à la poussée hydraulique	(04)
Figure 1.3	Types des barrages en béton (barrage rigide) [1], [c]	(05)
Figure 1.4	Types des barrages en remblai (barrages souple) [1], [c]	(06)
Figure 1.5	Barrage en terre homogène [3]	(07)
Figure 1.6	Barrage en terre zoné (noyau amont) [3]	(07)
Figure 1.7	Barrage en terre zoné (noyau central) [3]	(08)
Figure 1.8	Position et épaisseur du noyau dans un barrage zoné	(08)
Figure 1.9	Barrages en terre mixte : (a1) : à diaphragme - (a2) : à masque	(09)
Figure 1.10	Barrages en terre à masque amont	(09)
Figure 1.11	Barrages en remblai avec membranes centrales	(10)
Figure 1.12	type de fondation des barrages en remblai sur matériaux meubles (a) noyau ; (b, c) corps d'appui de qualité différente	(11)
Figure 1.13	type de fondation des barrages en remblai sur rocher (a)noyau ; (b, c, d) corps d'appui de qualité différente	(11)
Figure 1.14	type de fondation des barrages en remblai sur sol meuble et perméable type de fondation des barrages en remblai sur sol meuble et perméable	(12)
Figure 1.15	Critères du choix du type de barrage. [c]	(14)
Figure 1.16	Géométrie simplifiée d'un site de barrage [a]	(15)
Figure 1.17	Le bassin versant	(16)
Chapitre 2		
Figure 2.1	Coupe schématique d'un barrage en remblai	(19)
Figure 2.2	Évacuateur à puits et tunnel (Hammam Debagh, Algérie)	(20)
Figure 2.3	Vidange de fond	(21)
Figure 2.4	Types de dérivation	(21)
Figure 2.5	système de protection par gabionnage	(22)
Figure 2.6	Caractéristiques de la capacité d'une retenue	(22)
Figure 2.7	Coupe transversale d'un barrage en terre	(23)
Figure 2.8	Largeur de la base en fonction de la pente des talus	(27)
Figure 2.9	Drain tapis filtrant	(31)
Figure 2.10	drain vertical d'un remblai argileux homogène	(32)
Figure 2.11	Puits filtrant	(32)
Figure 2.12	Déversoir à profil Creager	(33)
Figure 2.13	Composants d'un évacuateur à surface libre et Tirant d'eau dans un coursier	(34)
Figure 2.14	Evacuateur latéral	(34)

N°	Titre	Page
Chapitre 2		
Figure 2.15	Evacuateur frontal (PNUD/OPE, 1987)	(34)
Figure 2.16	Différents types de Déversoir en charge (PNUD/OPE, 1987)	(35)
Figure 2.17	Evacuateur de crue tulipe	(36)
Figure 2.18	Types de Bassin de dissipation d'énergie (PNUD/OPE, 1987)	(37)
Figure 2.19	Composants d'une prise d'Eau en Rivière [4]	(40)
Figure 2.20	Prise d'eau dans une courbure (Bouvard, 1984 et Ginocchio, 1959) a) Emplacement optimum. b) courant secondaire	(40)
Figure 2.21	Prise d'eau sur un alignement droit d'un cours d'eau	(41)
Figure 2.22	Sédimentation d'un Réservoir en Fonction du Temps [4]	(41)
Figure 2.23	Schéma de principe d'une prise d'eau avec tour [4]	(42)
Figure 2.24	Prise flottante : Aménagement de la grande Dixence (Bouvard, 1984).	(42)
Figure 2.25	barrage en remblai – mise en place et consolidation	(45)
Figure 2.26	Scarification après passage d'un rouleau vibrant lisse [8]	(46)
Figure 2.27	Compactage d'argile dans la clé d'étanchéité [8]	(47)
Figure 2.28	Planche d'essai d'un très petit barrage (au fond le compacteur à rouleau lisse et une décapeuse qui amène la terre depuis la zone d'emprunt [8]	(48)
Chapitre 3		
Figure 3.1	les quatre mécanismes de rupture des ouvrages en remblai	(50)
Figure 3.2	le mécanisme de L'affouillement	(51)
Figure 3.3	Mécanisme de rupture par surverse	(52)
Figure 3.4	Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage	(53)
Figure 3.5	Rupture par liquéfaction	(54)
Figure 3.6	Différents types de rupture circulaire	(60)
Figure 3.7	Surface de cisaillement d'un talus	(61)
Figure 3.8	Surface de rupture approchée par 2 lignes droites	(61)
Figure 3.9	Découpage de la zone instable en tranches élémentaires	(63)
Figure 3.10	Etude de l'équilibre d'une tranche (i)	(63)
Figure 3.11	Ligne de saturation d'un barrage homogène à drain horizontale	(65)
Figure 3.12	Courbe de CASAGRANDE pour la détermination du paramètre (a)	(66)
Figure 3.13	Correction de la ligne de saturation avec le parement aval	(66)
Figure 3.14	Débit de fuite - cas du massif imperméable sans ancrage	(67)
Figure 3.15	Débit de fuite - cas du massif imperméable ancré	(67)
Figure 3.16	Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène sur sol imperméable sans drain	(68)
Figure 3.17	Une maille du réseau d'écoulement	(68)

N°	Titre	Page
Chapitre 3		
Figure 3.18	Schéma de partage en zone selon PAVLOVSKY	(69)
Figure 3.19	Détermination de la pression interstitielle	(70)
Figure 3.20	Phénomène de Renard - (a) : dans le corps de l'ouvrage ; (b) dans la fondation	(71)
Figure 3.21	forces appliquées sur un grain du sol saturé	(71)
Figure 3.22	Différents types de la crête d'un déversoir épais	(73)
Figure 3.23	Coefficient de débit d'un déversoir	(73)
Figure 3.24	Abaque pour le choix d'une conduite de vidange à écoulement en charge	(76)
Figure 3.25	Exemple de fuseau granulométrique de filtre	(80)
Figure 3.26	Quelques Solutions pour réduire les infiltrations : Cas de fondation en matériaux granulaires grossiers	(82)
Figure 3.27	Remplissage stabilisant pour réduire les infiltrations : cas des fondations fines saturées	(83)
Chapitre 4		
Figure 4.1	Ravine	(91)
Figure 4.2	Schémas des différents mécanismes d'érosion interne	(91)
Figure 4.3	Fontis	(92)
Figure 4.4	Fuite	(92)
Figure 4.5	Glissement de parement amont (Source : Irstea)	(93)
Figure 4.6	Le mécanisme de glissement coté aval en situation de crue	(95)
Figure 4.7	Le mécanisme de glissement coté aval en situation de la décrue	(96)
Figure 4.8	Scénario de vidange accidentelle suite à un glissement étendu du talus	(97)
Figure 4.9	Réduction de la largeur consécutive à un glissement aval	(97)
Figure 4.10	Glissements successifs par perte de butée de pied	(98)
Figure 4.11	Cercle de glissement dans le cas d'une fondation de faible résistance mécanique	(98)
Chapitre 5		
Figure 5.1	Ligne de saturation d'un barrage à drain horizontale	(107)
Figure 5.2	Ligne de glissement circulaire	(108)
Figure 5.3	traçage de la ligne de glissement	(110)
Figure 5.4	Barrage en terre homogène avec drain horizontal reposant sur un substratum imperméable	(112)
Figure 5.5	Schéma du barrage sans drain et sans charge aval	(114)
Figure 5.6	Réseau d'écoulement sous un barrage en terre	(117)

Liste des tableaux

N°	Titre	Page
Tableau 1.1	Classes des barrages	(02)
Tableau 1.2	Classes des Dignes	(02)
Tableau 2.1	Revanche minimale en fonction de la Hauteur du remblai	(26)
Tableau 2.2	Valeurs des pentes amont et aval en fonction du matériau de la digue	(27)
Tableau 2.3	Gradient admissible à travers le remblai terreux	(29)
Tableau 2.4	Classification des barrages selon sa hauteur et type du sol de fondation	(29)
Tableau 3.1	Reconnaitances géologiques (moyens & résultats)	(55)
Tableau 3.2	Études géotechniques d'un barrage en remblai	(57)
Tableau 3.3	Les débits de résurgences en fonction de l'angle (α)	(69)
Tableau 3.4	Coefficient de LANE en fonction de la nature de terrain	(72)
Tableau 3.5	Coefficient (c') du calcul de la protection des talus	(78)
Tableau 3.6	Épaisseur minimum de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues	(78)
Tableau 3.7	épaisseur de la protection (e) en fonction de la hauteur des vagues	(79)
Tableau 4.1	Origine et causes des désordres sur les barrages en terre	(89)
Tableau 5.1	Récapitulation des résultats de calcul de la crête	(105)
Tableau 5.1	Récapitulation des valeurs des pressions interstitielles	(113)

Liste des abréviations

Abréviation	Signification
a	: Accélération horizontale produite par le séisme
B	: Largeur à la base du barrage (Emprise de la digue) en (m)
bcr	: La largeur de la crête
b	: Largeur de la tranche
CE	: Code de l'Environnement
C	: Coefficient de classe
c	: Coefficient de LANE
c'	: Coefficient de la couche de protection
D15	: Diamètres correspondant à 15 % de pourcentage de tamisat cumulé
D₅₀	: Diamètres correspondant à 50% de pourcentage de tamisat cumulé
D85	: Diamètres correspondant à 85% de pourcentage de tamisat cumulé
E_f	: L'efficacité du drain
E	: Empattement du massif imperméable
e	: Epaisseur de la couche de protection en (m).
f	: Longueur rectiligne maximum du plan d'eau mesurée à partir du barrage en km ; on l'appelle « fetch »
F_s	: Poussée des sédiments
g	: Accélération de la pesanteur (= 9.81 m/s ²)
h	: Hauteur d'eau à l'amont du barrage (m)
H_B	: Hauteur du remblai en (m)
H_e	: La hauteur d'eau
H_i	: Composantes horizontale des forces inter tranches
H_L	: Surélévation de Laminage de crue (m)
hm	: Hauteur maximale du barrage (m)
H_{M2}	: La charge totale de l'eau du point M ₂ par rapport à un plan arbitraire fixé.
H_n	: Hauteur du noyau
H_R	: hauteur de la Revanche (m)
h_{RN}	: Hauteur de retenue normale (m)
h_t	: Hauteur tirant d'eau en (m).
h_v	: Hauteur des vagues (m)
i_{cr}	: le gradient hydraulique critique
K	: Coefficient de perméabilité
Kg/m³	: Kilogramme par mètre cube

kN/m^3	: Kilo newton par mètre cube
L_B	: Largeur de la base du remblai
L_H	: Longueurs des cheminements des courants d'infiltrations horizontaux
L_{bn}	: Largeur de la base du noyau
l_{cn}	: Largeur de la crête du noyau
L_d	: Longueur déversante en (m),
L_m	: Longueur moyennes des lignes de courant
L_v	: Longueurs des cheminements des courants d'infiltrations verticaux
dl	: Longueur du plan de glissement de la tranche
FS	: Facteurs de Sécurité
m^3	: Mètre cube
m'	: Pente du talus
m	: Coefficient de la forme de l'orifice
NCR	: Niveau de la CR ête (m).
NF	: Niveau du Fond du lit de l'oued (m)
Nc	: Nombre de tubes de courant (de canaux)
Nh	: Nombre d'intervalles entre les lignes équipotentiell
Nmin	: Niveau minimal d'exploitation (m)
NNR	: Niveau Normal de la R etenu
NPHE	: Niveau des Plus H auts E aux (m)
Ni	: La composante normale
N'i	: Effort normal effectif
NS	: Niveau des dépôts S olide (m)
Q	: Le débit total en (m^3/s),
q	: Le débit unitaire en ($m^3/s/ml$)
P	: P rofondeur de la fondation perméable
PN	: Proctor Normal
S	: section de l'orifice en (m^2)
R	: rayon du cercle de rupture de centre O
R_v	: hauteur de montée de la vague (Revanche) en m
R_s	: hauteur de montée de la vague en tenant compte du séisme (m)
Ri	: La réaction du milieu sur l'arc de la tranche
Ti	: La composante tangentielle.
Wi	: Le poids propre de la tranche
Ui	: La composante interstitielle due à l'eau.
U_{M2}	: La pression piézométrique au point M ₂ .
V	: V olume (ou capacité) totale de retenue (m^3)

V_e	: Volume d'eau de la retenue en (m ³) ;
V_i	: Composantes verticale des forces inter tranches
VL	: Volume de Laminage (m ³)
VS	: Volume de la tranche morte (Sédiment) (m ³)
V_t	: Volume de terre de la digue (m ³)
VU	: Volume Utile de la retenue (m ³)
V'_v	: Vitesse du vent (Km/h).
V_v	: Vitesse de propagation de la vague en (m /s)
Z_{M2}	: La côte du point M ₂ par rapport à un plan arbitraire fixé.

Liste des Notations

Lettres grecques :

α	: Angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale
σ	: Contrainte normale
δm	: Largeur moyenne du noyau
ϕ	: Angle de frottement interne du sol
C	: Cohésion du sol en (t/m ²)
μ	: Coefficient de débit de seuil
u	: Pression interstitielle
φ	: Angle de frottement interne
γ_{sat}	: Poids volumique du terrain saturé
γ_w	: Poids volumique de l'eau
γ'	: Poids volumique déjaugé du terrain
γ	: Poids volumique du rip rap
λ	: Pente du talus aval
λ_1	: Pente du talus amont
η	: Rendement de la digue



Chapitre I

Classification des barrages

Chapitre I : Classification des barrages

1.1 Introduction

Un **barrage** est un ouvrage d'art (figure 1.1) qu'on construit sur un cours d'eau au droit d'un site favorable et présentant les conditions et les critères requis dans le but de créer une dénivellation entre les plans d'eau situés en amont et en aval.

Les rôles à jouer par un barrage sont multiples :

- Stockage de l'eau pour utilisation dans l'agriculture, l'industrie ou l'alimentation en eau potable ;
- Régularisation du débit du fleuve et protection contre les crues, soutien d'étiage et inondations ;
- Loisirs, tourisme, navigation, pêche et pisciculture.

Selon ces rôles on classe les réservoirs des barrages comme suit : réservoir énergétique, d'alimentation, de maîtrise des crues, régulateur et réservoir à buts multiples

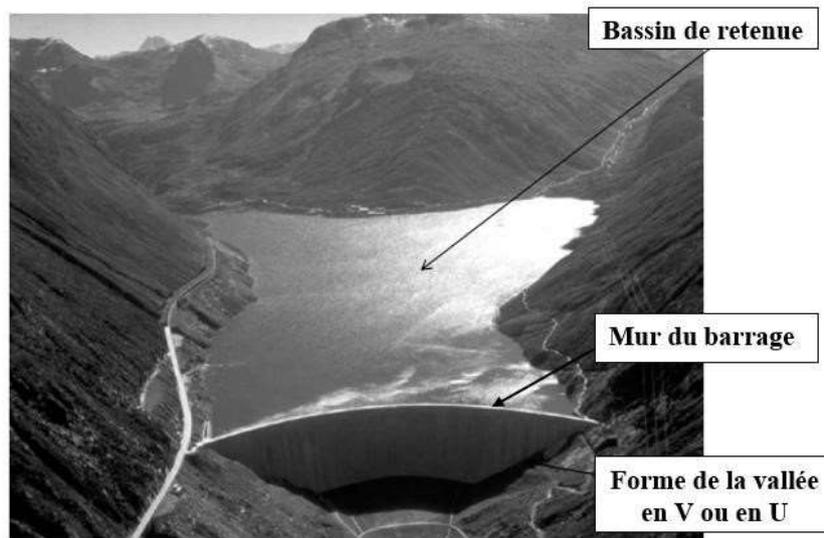


Figure 1.1 : vue en plan d'une retenue de barrage [a]

1.2 Fonctions d'un barrage

1.2.1 L'étanchéité

L'étanchéité des barrages de retenues est évidemment l'objectif prépondérant, on doit distinguer :

- **L'étanchéité propre du barrage** qui est liée à sa constitution,
- **L'étanchéité du bassin de retenue** qui dépend de la géologie du site (nature des terrains), elle est établie lors du choix du site et peut éventuellement être traitée sur des zones de faible étendue
- **L'étanchéité de la liaison barrage - sol de fondation** ; la zone de pied de barrage est celle des plus fortes pressions et le terrain peut être en partie remanié lors de la construction de l'ouvrage, cette zone doit être contrôlée et traitée soigneusement.

1.2.2 La Stabilité

Les barrages sont soumis aux efforts liés à l'action de l'eau :

- La pression hydrostatique sur les parois en contact avec la retenue ;
- La pression dynamique exercée par les courants d'eau ;
- La pression interstitielle des eaux d'infiltration dans le sol de fondation (sous pression) qui non seulement réduisent les actions de contact du sol sur son support mais réduisent aussi la résistance de ces terrains.

On doit prendre en compte le poids propre du barrage et les actions de liaison du sol de fondation et on doit vérifier :

- La stabilité d'ensemble de l'aménagement (barrage et massif de fondation) qui dépend des qualités du massif de fondation ;
- La stabilité propre du barrage sous l'ensemble des actions extérieures ;
- La stabilité interne du barrage sous les sollicitations.

1.3 Classification général des barrages

Les barrages peuvent être classés en différentes catégories selon les 3 classifications suivantes :

1.3.1 Classification réglementaire des barrages et digues

Les barrages et les digues sont classés selon les Articles R214-112 à R214-136 du Code de l'Environnement (CE) en fonction des caractéristiques géométriques du barrage comme suit :

Au sens de la réglementation, tout ouvrage artificiel, d'une hauteur supérieure à 2 m sur le terrain naturel, destiné à retenir un volume de liquide de manière temporaire ou permanente, quel que soit sa typologie constructive est un barrage. (Tableau 1.1 et 1.2)

Tableau 1.1 : Classes des barrages

Classe	Caractéristiques géométriques
A	$H \geq 20$ m et $C \geq 1500$ (classe la plus importante)
B	Ouvrage non classé en A et pour lequel : $H \geq 10$ m et $C \geq 200$.
C	Ouvrage non classé en A ou en B et pour lequel : $H \geq 5$ m et $C \geq 20$.
D	Ouvrage non classé en A, B ou C et pour lequel : $H \geq 2$ m et $V \geq 50\,000$ m ³ et présence d'au moins une habitation située à moins de 400 m à l'aval.

- H : plus grande hauteur de l'ouvrage mesurée verticalement en mètres du côté de la zone exposée entre le sommet et le terrain naturel.
- V : volume de la retenue à sa cote normale en millions de m³.
- C : coefficient de classe $C = H^2 * V^{0.5}$.

Tableau 1.2 : Classes des Dignes

Classe	Caractéristiques de l'ouvrage et population protégées (P)
A	Ouvrage pour lequel $H \geq 1$ m et $P \geq 50\,000$
B	Ouvrage non classé en A et pour lequel : $H \geq 1$ et $1000 \leq P \leq 50\,000$.
C	Ouvrage non classé en A ou B et pour lequel : $H \geq 1$ et $10 \leq P \leq 1000$
D	Ouvrage pour lequel soit $H < 1$; soit $P < 10$.

En prenant comme critère la taille du barrage (hauteur sur fondation et capacité de la retenue), on distingue trois types de barrages :

- 1) **grands barrages** : $H > 15$ m.
- 2) **barrages collinaires** : $H < 15$ m et $100\,000 < V < 1\text{Mm}^3$
- 3) **lacs collinaires** : $5\text{m} < H < 8\text{m}$

1.3.2 Classification des barrages selon la résistance à la poussée hydraulique

Les barrages se réduisent à trois grandes familles (figure 1.2) selon leur façon de résister à la poussée hydraulique [c]

La résistance à cette poussée est obtenue :

- Soit par le poids de l'ouvrage (effet de gravité) : **barrage poids** ;
- Soit par effet d'arc crée par une voûte qui s'arc-boute aux rives : **barrage voûte** ;
- Soit par un système de contre forts : **barrages à contreforts**.

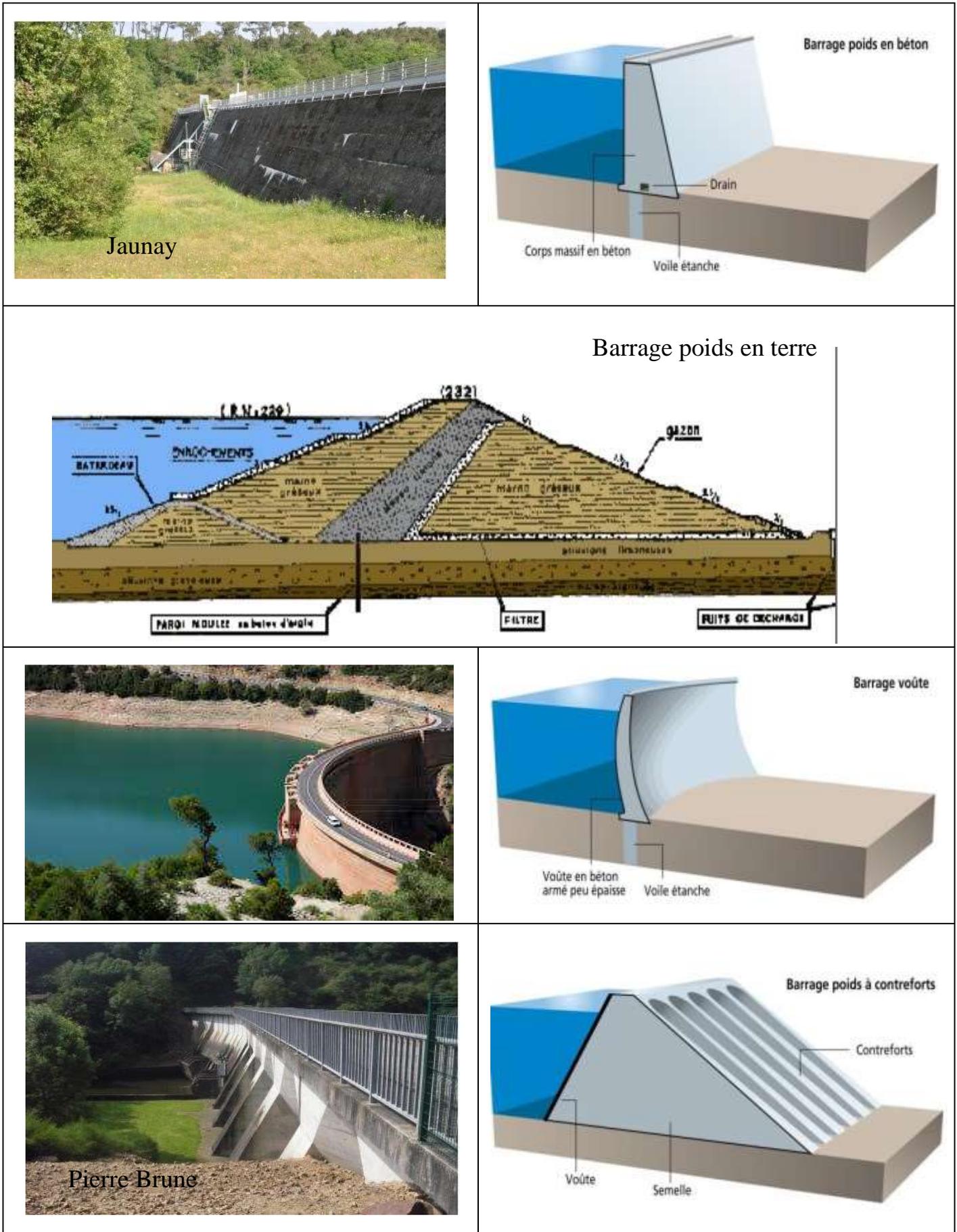


Figure 1.2 : Classification des barrages selon la résistance à la poussée hydraulique.

1.3.3 Classification des barrages selon la nature du matériau de construction

La nature du matériau de construction utilisé permet de classer les barrages selon deux grandes catégories :

1) Les barrages rigides : ouvrages en maçonnerie et en **béton**.

Ces barrages sont le plus souvent fondés sur une fondation rocheuse, de module de déformation élevé. Comme l'illustre la figure (1.3), On distingue trois grandes familles de barrages en béton, chacune comportant un certain nombre de sous familles.

2) Les barrages souples : ouvrages réalisés en matériaux meubles, terre et enrochements appelés aussi barrage en **remblai (digue)**.

Les barrages en remblai (digue) sont constitués essentiellement de matériaux granulaires naturels meubles prélevés à proximité immédiate de l'ouvrage. On distingue deux catégories de barrages en remblai (voir figure 1.4).

- Les barrages en terre, réalisés essentiellement à partir de sols naturels meubles prélevés dans des gravières ;
- Les barrages en enrochements, dont la majeure partie est constituée de matériau de carrière concassé.

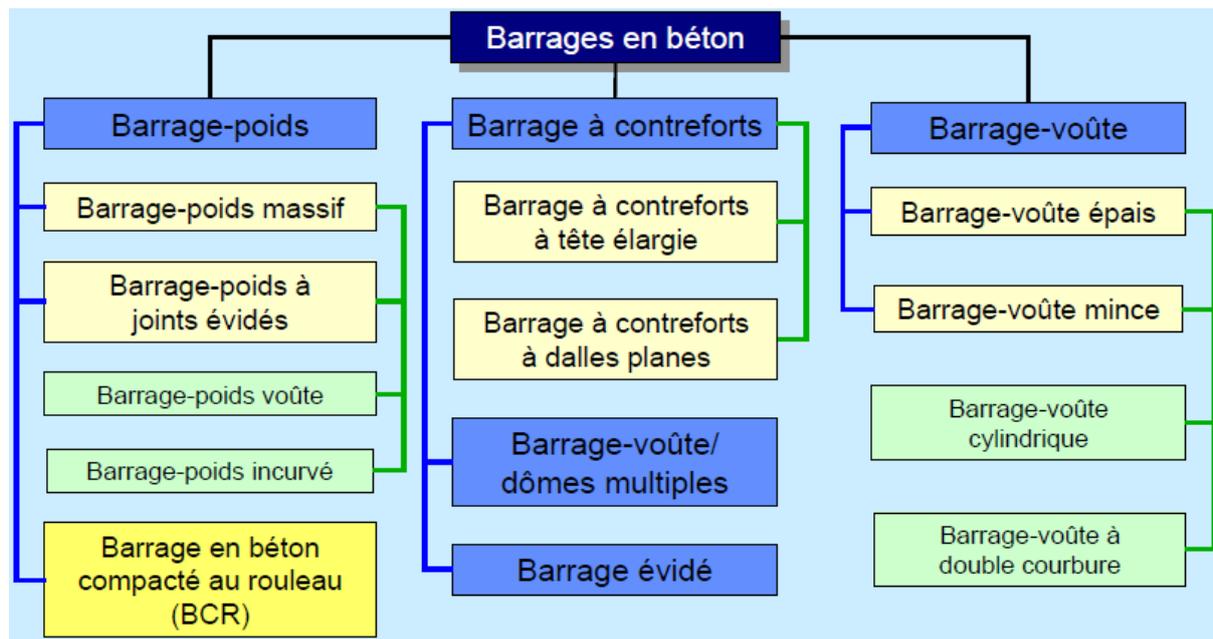


Figure 1.3 : Types des barrages en béton (barrage rigide). [1], [c]

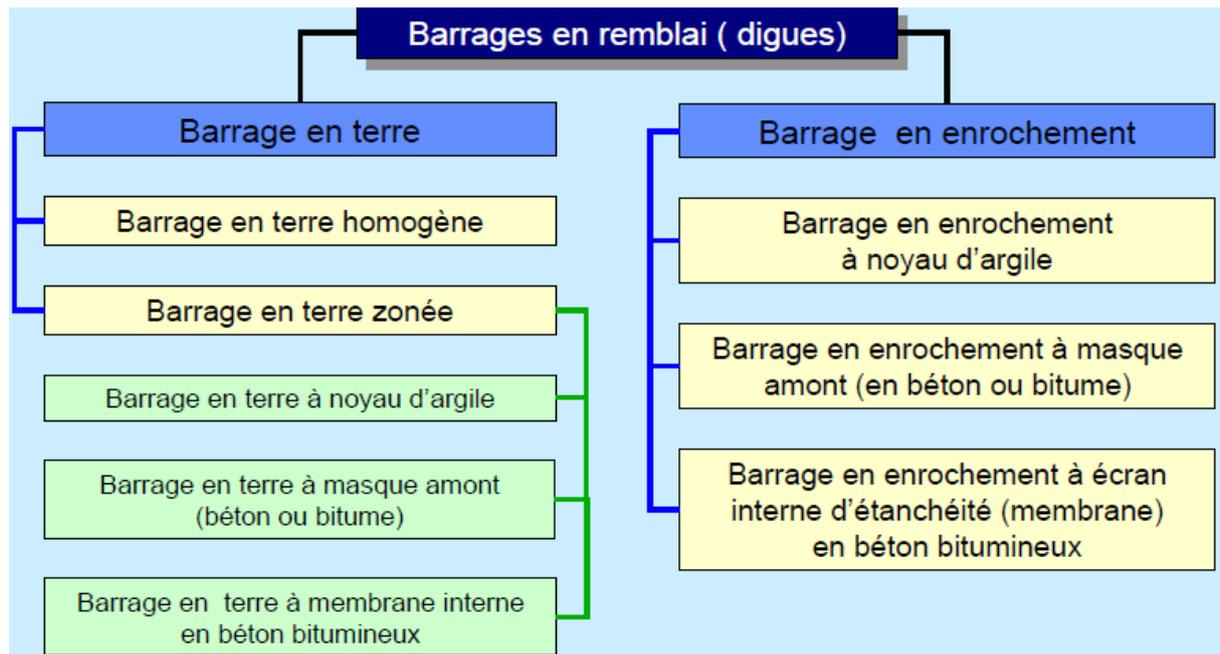


Figure 1.4 : Types des barrages en remblai (barrages souple). [1], [c]

1.4 Classification des barrages en terre

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme « terre » couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que des latérites, des schistes et grès tendres etc.

Les volumes à mettre en œuvre pour la construction d'un barrage en terre sont en général importants : 5 à 15 fois plus que pour un barrage en béton du type poids susceptible d'être réalisé sur le même site. Le transport et la mise en œuvre des matériaux sont des éléments essentiels du prix de revient.

Tous les barrages en terre peuvent être classifiés comme suit :

- Barrage en terre homogène ;
- Barrage en terre hétérogène ou zoné ;
- Barrage en terre mixte à masque et à diaphragme.

1.4.1 Barrage en terre homogène

Lorsqu'on dispose sur place et en quantité suffisante de matériaux terreux, permettant d'obtenir avec compactage des conditions d'étanchéité et de stabilité satisfaisantes, le type de barrage le plus simple à réaliser est le barrage en terre homogène (figure 1.5) constitué par un massif en terre compactée. Ce massif est muni, pour les ouvrages de hauteur notable, d'un dispositif de drainage interne et

du contact avec la fondation dans la partie aval. Il comporte aussi une protection du talus amont contre les vagues et les mouvements de la retenue.

Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, etc.

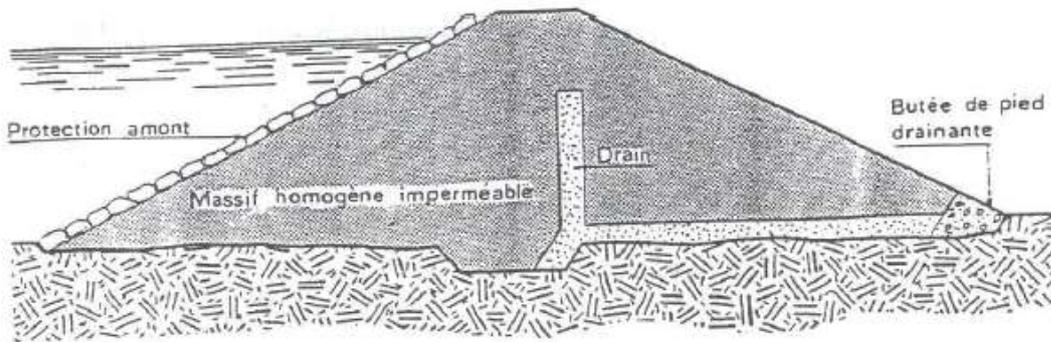


Figure 1.5 : Barrage en terre homogène [3]

1.4.2 Barrage en terre hétérogène ou zoné

Souvent, l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques, ne permettent pas d'envisager un barrage homogène. Dans ce cas, on adopte un profil zoné (figure 1.6 et 1.7), chaque zone étant constituée d'un matériau différent choisi en fonction du rôle qu'il doit jouer : terre imperméable (argile, limon ou moraine) pour la partie centrale ou noyau vertical ou incliné vers l'amont, terre semi-imperméable pour la zone amont et terre perméable pour la partie aval.

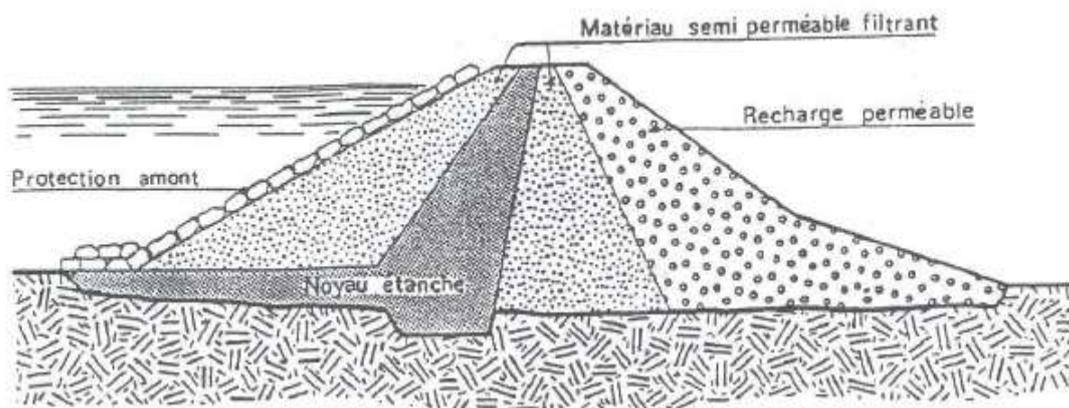


Figure 1.6 : Barrage en terre zoné (noyau amont) [3]

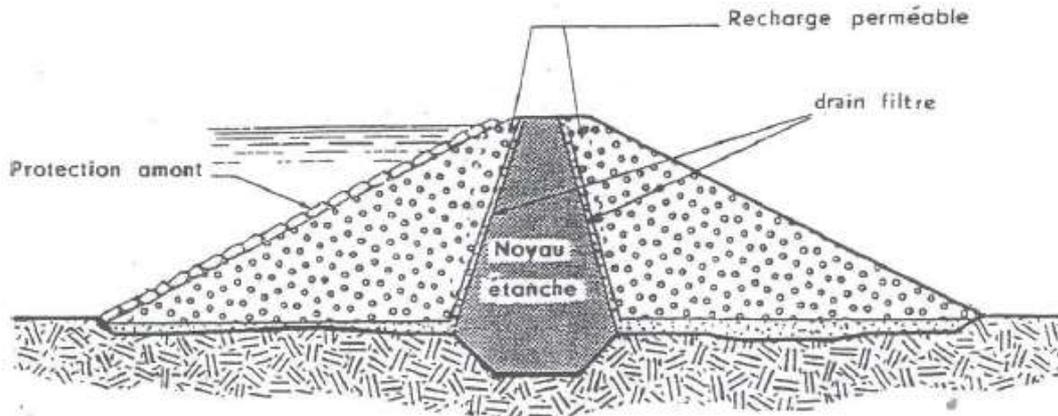


Figure 1.7 : Barrage en terre zoné (noyau central) [3]

L'épaisseur du noyau (mince ou large) (figure 1.8) dépend [3] :

- D'une largeur minimale en crête pour le passage des engins ;
- De la disponibilité des terres imperméables ;
- Du gradient hydraulique en contact avec la fondation

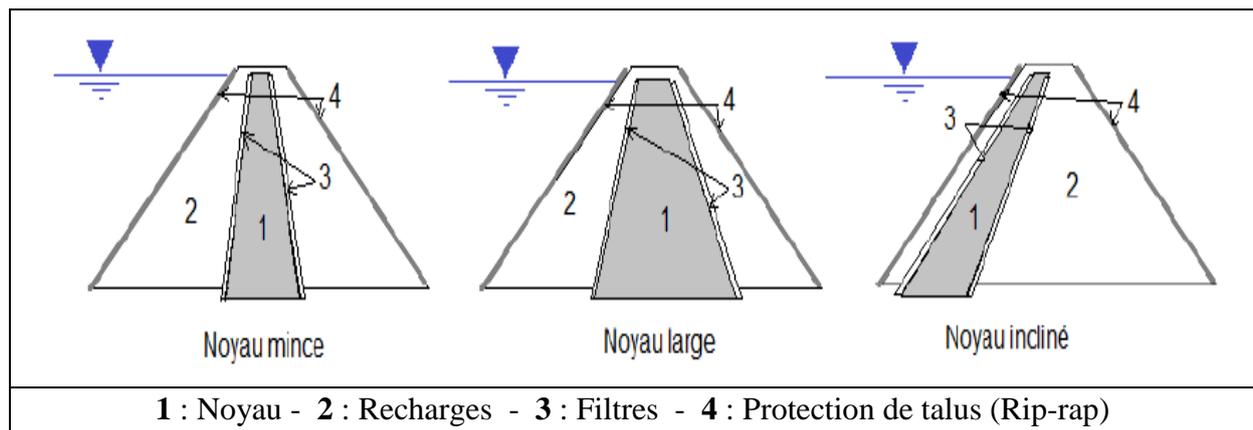


Figure 1.8 : Position et épaisseur du noyau dans un barrage zoné

La solution du noyau central mince est choisie lorsque la roche de fondation est peu déformable, imperméable et résistante à l'érosion interne. Ces noyaux minces sont peu pénalisants pour la stabilité des talus.

1.4.3 Barrage en terre mixte (à masque et à diaphragme)

Mais la réalisation d'un noyau étanche peut se heurter à des difficultés telles que le manque de matériau convenable ou la difficulté de mise en œuvre etc.....

On peut alors avoir recours à un masque amont étanche (figure 1.9 a2) et (figure 1.10) posé sur une digue homogène ou à une paroi d'étanchéité réalisée à l'intérieur de la digue (figure 1.9 a1).

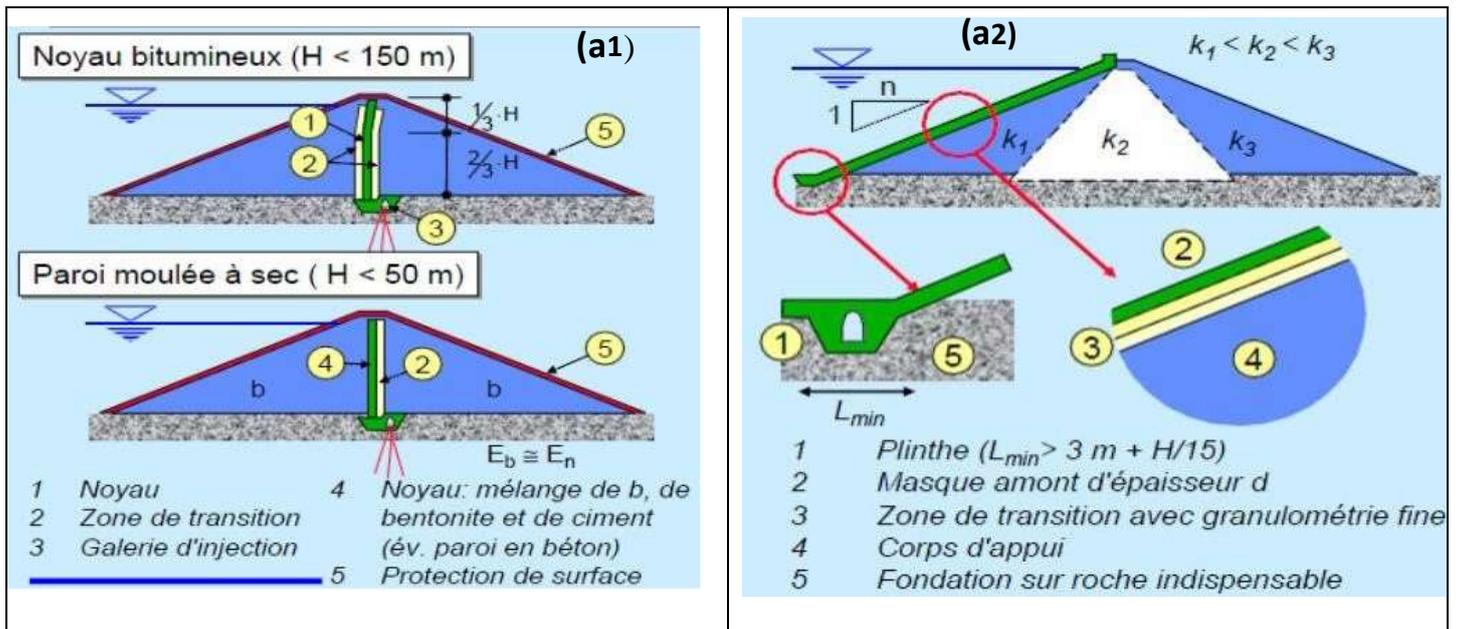


Figure 1.9 : Barrages en terre mixte : (a1) : à diaphragme - (a2) : à masque

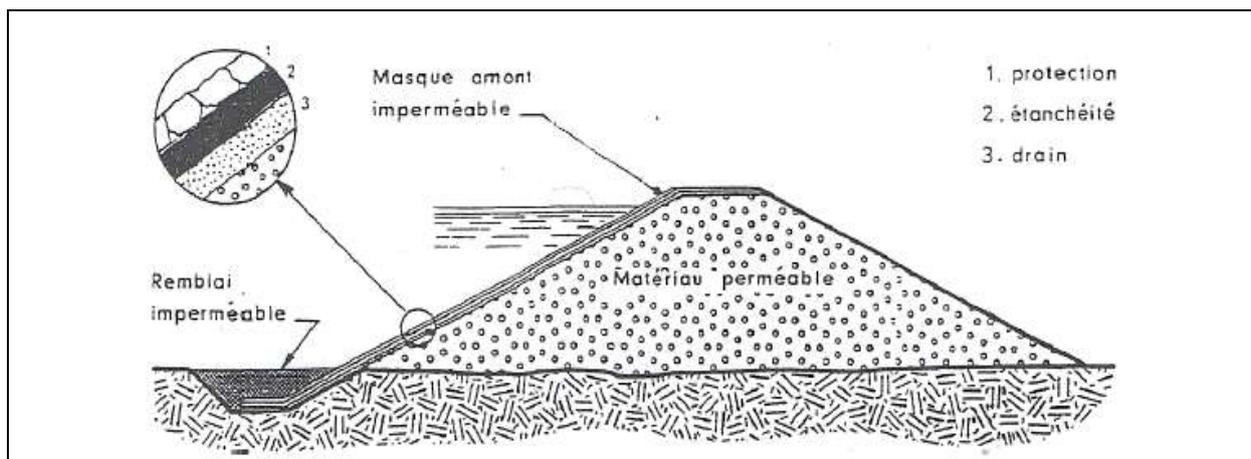


Figure 1.10 : Barrages en terre à masque amont

Il existe de nombreuses natures de masque étanche telles que le béton de ciment ou bitumineux, les chapes préfabriquées, les membranes souples.

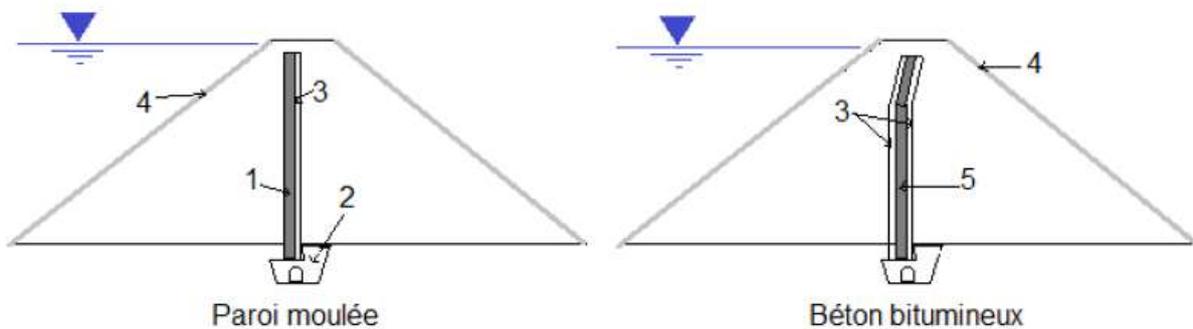
Le masque lui-même peut être réalisé :

- Par une dalle de béton armé coulée par plots successifs sur toute la surface du parement amont ;
- Par une ou des couches de béton bitumineux mises en place par des engins routiers adaptés ;
- Par des géo membranes (typiquement des feuilles de PVC de forte épaisseur). Les feuilles sont posées sur une couche de transition en matériau fin (pour éviter de déchirer la membrane qui s'appuierait directement sur les enrochements).

Ces dispositifs présentent l'avantage de pouvoir être exécutés après l'édification du remblai et de pouvoir être réparés. Ils sont, par contre, plus exposés aux agressions extérieures et de ce fait sont plus fragiles que le noyau interne.

Deux types de diaphragmes (membranes) sont généralement mises en œuvre (figure 1.11) :

- **Béton bitumineux** : Cette méthode est très utilisée du fait de la flexibilité du matériau lors des tassements et du tremblement de terre. Une galerie d'injection et de contrôle est nécessaire pour surveiller l'étanchéité.
- **Paroi moulée** : La technique de la paroi moulée consiste à réaliser un mur en béton armé après achèvement du remblai puis excavation à partir de la crête. Elle n'est applicable que pour des barrages de faibles hauteurs du fait de la rigidité des parois moulées qui crée des difficultés en cas de tassement ou de tremblement de terre.



1 : membrane (Bentonite + ciment) - 2 : Galerie d'injection - 3 : Zones de transitions
4 : Protection de surface - 5 : Membrane bitumineuse

Figure 1.11 : Barrages en remblai avec membranes centrales

1.5 Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en remblais

La conception et la réalisation des barrages en remblai doivent tenir compte de plusieurs aspects tels que :

1.5.1 La disponibilité des matériaux

La construction d'un barrage en remblai nécessite la mise en place de grandes quantités de matériaux. Les zones d'emprunt devront donc se trouver le plus près possibles du lieu d'exécution pour optimiser les coûts de réalisation. La quantité et la qualité des matériaux localisés au niveau du site de l'ouvrage influencent fortement le type de barrage et le mode de construction.

Le transport sur de longues distances devient vite très onéreux. Sauf pour des matériaux particuliers, comme la terre destinée à la construction du noyau ou les enrochements de qualité, des distances de 2000 à 3000 m doivent être considérées comme le maximum envisageable.

1.5.2 Caractéristiques de la fondation

Par rapport aux types de fondation on peut arriver à divers problèmes. **Un sol mou** implique des talus plus tendus et une revanche supérieure en tenant compte les tassements ; **un sol ou sous-sol perméable** implique l'utilisation d'un tapis d'étanchéité ou d'une clé d'ancrage, total ou partiel, pour élargir le flux de filtration et réduire les débits ; **une fondation rocheuse** perméable implique la nécessité d'injections pour remédier aux problèmes de perméabilité, de fissuration et de faille.

- **Sous-sol meuble** : on trouve deux cas comme il est présenté sur la figure (1.12) :
- un sous-sol peu compressible et injectable ;
 - un sous-sol compressible avec difficulté de traitement (para-fouille)

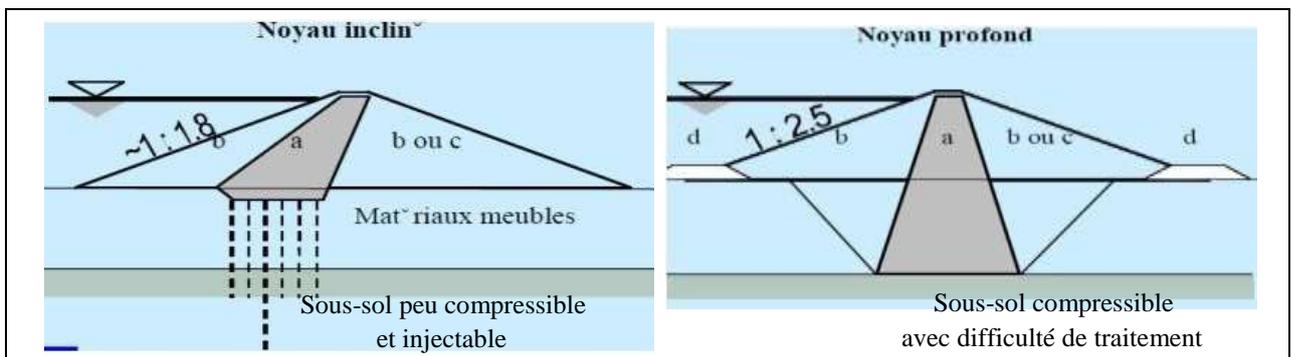


Figure 1.12 : type de fondation des barrages en remblai sur matériaux meubles
(a) noyau ; (b, c) corps d'appui de qualité différente

- **Sous-sol rocheux** : dans ce cas on trouve les dispositifs présentés sur la figure (1.13) qui sont :
- Un écran d'étanchéité dans le cas d'une bonne roche de faible perméabilité ;
 - Un écran d'étanchéité avec injections dans le cas d'une roche médiocre.

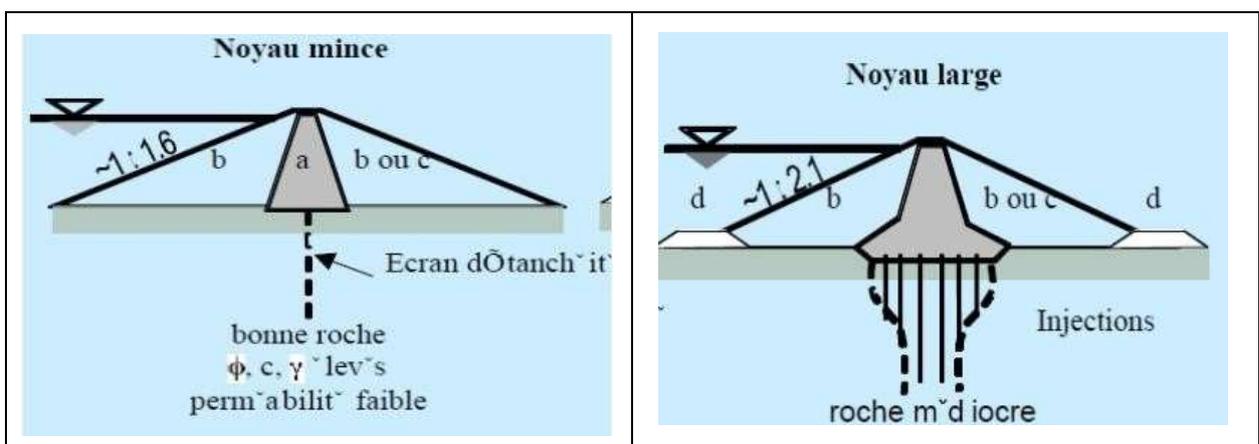


Figure 1.13 : type de fondation des barrages en remblai sur rocher
(a) noyau ; (b, c, d) corps d'appui de qualité différente

- **Sous-sol meuble et perméable** : ce cas l'étanchéité est réalisé par un tapis amont combiné avec le noyau et fait de matériaux argileux dans le but d'augmenter le chemin de percolation et de réduire les sous pressions sous le barrage (figure 1.14).

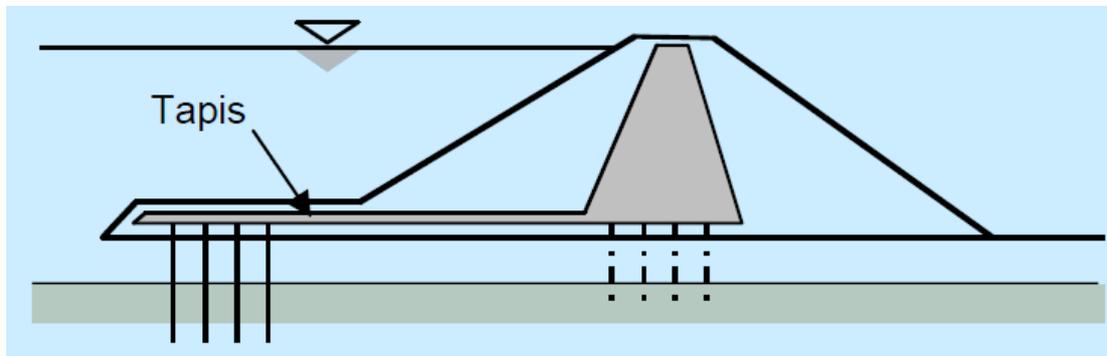


Figure 1.14 : type de fondation des barrages en remblai sur sol meuble et perméable

1.5.3 Action des vagues

Pour pallier à l'action des vagues, on doit dimensionner le recouvrement du talus de la digue. L'enrochement mécanique ou manuel consiste à faire le meilleur recouvrement. On emploie aussi parfois des dalles en béton, d'asphalte, de matériaux artificiels, etc. Si le mouvement des vagues s'avère plus grand, il sera nécessaire de dimensionner une épaisseur de recouvrement plus importante et un niveau de crête plus important aussi. On doit choisir le site de la digue de sorte qu'il soit protégé du vent et économiser son coût.

1.5.4 Conditions Climatiques

Les conditions climatiques ont une forte influence sur le délai d'exécution des ouvrages en terre. La teneur en eau étant le critère le plus important dans le compactage optimal des matériaux, les travaux sont souvent interrompus dans les zones où les précipitations sont élevées. Dans ces zones, la conception de digue avec un noyau incliné ou un écran et avec un volume minimal de matériaux argileux est préférable.

1.5.5 Séismicité

De part leurs capacités à supporter les grandes déformations, les barrages en remblai sont les plus résistants aux sollicitations dynamiques. Néanmoins les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçues avec des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, des filtres et des drains plus importants.

1.6 Conditions d'emploi des barrages en remblai (avantages et particularités)

Par rapport aux barrages en béton, les barrages en remblai présentent les avantages suivants [1], [3] :

- La grande majorité, voire la totalité, des matériaux constituant le corps du barrage proviennent des zones d'emprunts situées à proximité immédiate du site ;
- La mise en œuvre des matériaux peut être très fortement mécanisée et les cadences très importantes, même si le volume à mettre en place est sensiblement plus important ;
- La sollicitation de la fondation (contraintes) est beaucoup plus faible ;
- Les tassements de fondation ne posent pas de difficultés majeures, les matériaux étant suffisamment plastiques pour s'adapter.

En guise de résumé, les avantages et les particularités essentielles des barrages en remblai comme suit :

➤ Avantages

- ◆ Les barrages en terre peuvent être construits, pratiquement sans limitation de hauteurs n'est de la largeur de la vallée et sur des fondations pas suffisamment solides comme pour des barrages en béton ;
- ◆ Ils sont pratiquement les seuls qui peuvent être employés lorsque le sol de fondation est constitué par des matériaux non rocheux, tels que les couches d'alluvions des fonds de vallées ;
- ◆ Le corps de l'ouvrage et le masque d'étanchéité peuvent s'adapter aux mouvements du sol de fondation dans les zones sismiques (barrages souples) ;
- ◆ Pas de matériaux argileux à mettre en place (barrage à masque) ;
- ◆ Contraintes très faibles sur le sol de fondation.

➤ Particularités

- ◆ Nécessite la mise en œuvre d'un grand volume de matériaux de construction (compactage) ;
- ◆ Très vulnérable en cas de submersion par le déversement qui provoque l'entraînement des matériaux du parement aval et conduit à la ruine de l'ouvrage donc il faut bien dimensionner l'évacuateur de crue ;
- ◆ Disponibilité de matériaux argileux en grande quantité à proximité du site (barrage à noyau) ;
- ◆ Mise en place de noyau argileux impossible lors de conditions météorologiques défavorables ;
- ◆ Gradient hydraulique important sous la fondation de la plinthe (barrage à masque) ;
- ◆ Structure sensible aux tassements différentiels du masque rigide et du remblai (barrage à masque).

1.7 Condition du choix du site d'un barrage

Le choix du site et des caractéristiques géométriques (hauteur et forme) d'un barrage ainsi que la recherche d'une **cuvette naturelle** qui peut se transformer en réservoir après l'édification d'un barrage doivent être effectués en fonction des conditions suivantes :

- Conditions topographiques ;
- Conditions géotechniques et géologiques ;
- Conditions hydrologiques ;
- Données sismologiques ;
- Conditions générales d'environnement.

Le choix de type d'ouvrage dépend également de ces différents facteurs (figure 1.15) ainsi que des **conditions économiques** relatives à l'exécution des travaux [5].

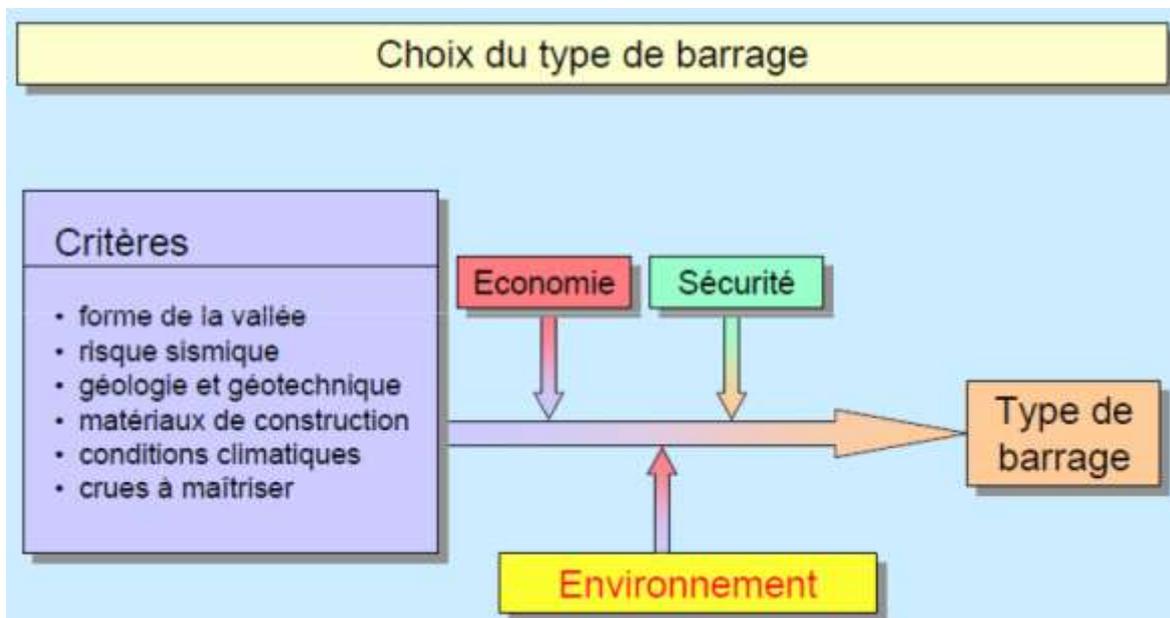


Figure 1.15 : Critères du choix du type de barrage [c]

1.7.1 Etudes Topographiques

Il faut que la topographie au niveau du site et à sa partie amont permettent l'emmagasinement de l'eau tout en permettant aux appuis du barrage d'être solides et résistants vis à vis des glissements ou des éboulements de terrains (figure 1.16).

Les objectifs de ces études sont la recherche de **verrous** (ou gorges) et de **cuvette** sur carte topographique qui, pour un barrage fixe, doivent remplir les conditions suivantes :

- L'existence d'une cuvette de grande capacité d'emmagasinement (forme de la vallée);
- L'existence d'un lieu facilite l'établissement économique d'un barrage. pour réduire le volume de la digue par mètre de dénivellation ;
- Une bonne altitude pour produire de l'énergie (Station hydro-électrique).

Le choix de la position du barrage se fait essentiellement en fonction des données topographiques. On recherche un verrou (gorge), c'est à dire un rétrécissement de vallée qui permettra de minimiser le volume de l'ouvrage.

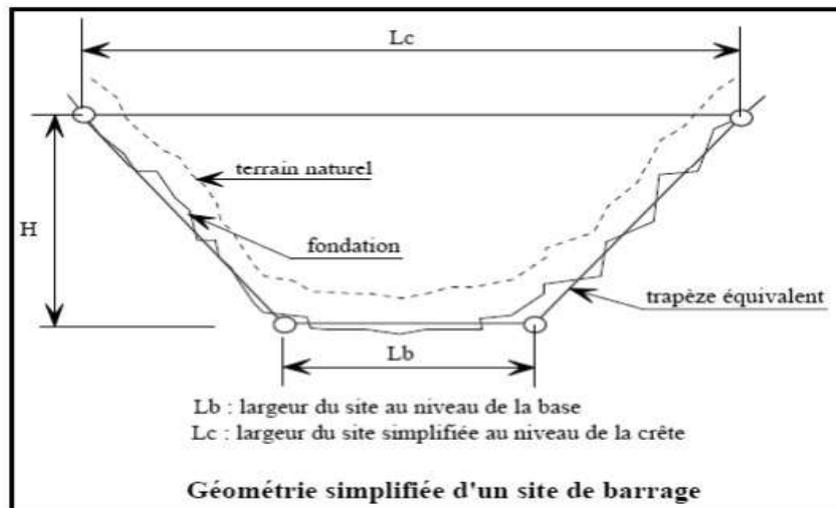


Figure 1.16 : Géométrie simplifiée d'un site de barrage [a]

1.7.2 Etudes Hydrologiques

Ces études se font en utilisant la surface du **bassin versant** de la retenue, la pluviométrie, les débits d'apport des cours d'eau et leurs objectifs sont :

- Assuré le remplissage annuelle de la cuvette par l'estimation du **volume liquide** ;
- Assuré que le volume du **transport solide** soit le minimum possible (estimation du volume des sédiments qui constitue le volume mort) important pour fixer la capacité utile de la retenue et la cote de la prise d'eau et de vidange ;
- L'ouvrage n'est pas un obstacle au passage des crues qui risqueraient de le submerger.

➤ Notion du bassin versant

Le bassin versant est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau et ses affluents. L'ensemble des eaux qui tombent dans cet espace convergent vers un même point de sortie appelé **exutoire**. Le bassin versant est limité par une ligne de partage des eaux qui correspond souvent aux lignes de crête. Sur la figure 1.17, le bassin versant est tout ce qui se trouve à l'intérieur des pointillés.

Le site d'implantation d'un barrage définit l'exutoire de son bassin versant. Le rôle du bassin versant dans l'hydrologie est très important, car qu'à partir de ses apports en eau on détermine le volume de remplissage du réservoir et l'importance des déversements (crues).

La classification des bassins versants selon leur taille est la suivante :

- Très petit bassin $0 < S < 10 \text{ km}^2$
- Petit bassin versant $10 < S < 200 \text{ km}^2$
- grand bassin versant $200 < S < 2000 \text{ km}^2$
- Très grand bassin versant $S > 2000 \text{ km}^2$

➤ Cuvette

C'est le domaine topographique proche au barrage vers l'amont. La cuvette a pour rôle de stocker le volume d'eau dont on a besoin. La réserve en eau constituée dans la cuvette s'appelle la retenue.

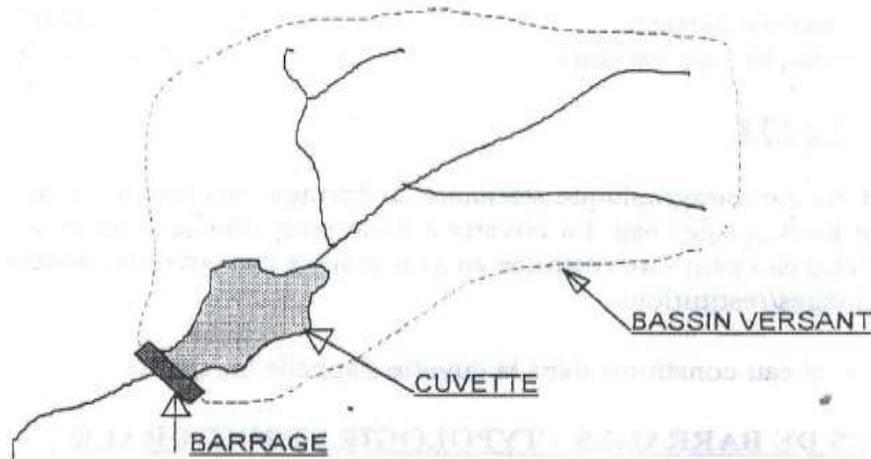


Figure 1.17 : Le bassin versant

1.7.3 Etudes Géologiques et Géotechniques

Ces études ont pour objectifs :

- Étanchéité certaine de la cuvette (étude des caractéristiques mécaniques du sol, la perméabilité, la porosité, la granulométrie etc.) ;
- Bon sol de fondation et d'appui pour recevoir le barrage ;
- Absence des failles et des couches médiocres en profondeur ;
- La recherche des zones d'emprunts des matériaux de construction (cas des barrages en terre).

Les roches et les sols de la zone de fondation de l'ouvrage et de la cuvette doivent présenter des caractéristiques satisfaisantes en ce qui concerne **la stabilité** du barrage et **l'étanchéité** de la retenue

Pour **la stabilité de l'ouvrage**, le terrain de fondation doit présenter les qualités essentielles suivantes :

- faible degré de broyage et d'altération ;
- faible compressibilité ;
- grande résistance à l'écrasement

Pour **l'étanchéité de la retenue** elle dépend de la perméabilité des terrains constituant le sol de fondation du barrage et de la cuvette : ces terrains sont en effet soumis à la pression correspondant à la hauteur d'eau dans la retenue du barrage et peuvent être traversés par des débits importants.

La recherche de ces caractéristiques est réalisée grâce **aux travaux de reconnaissance** qui peuvent être résumés comme suit :

- Géophysique ;
- Stratigraphie ;

- Failles ;
- Profils géologiques ;
- Couverture par rocher altéré.

Travaux de reconnaissances géotechniques

➤ Pour la fondation :

- Tassements (sol) ;
- Déformation (roche) ;
- Perméabilité ;
- Sécurité à la rupture.

➤ Pour les matériaux de construction

- Granulométrie ;
- Teneur en eau naturelle ;
- Comportement au compactage ;
- perméabilité ;
- Résistance à la compression / traction / au cisaillement (échantillon en laboratoire) ;
- Tassement / consolidation.

1.7.4 Données sismologiques

L'étude, sur une base historique ou déterministe (sismo-tectonique), de la sismicité du site est entreprise et aboutit à la définition de deux séismes de référence :

- **le séisme de projet**, que l'ouvrage doit être en mesure de supporter sans aucun dommage ;
- **le séisme maximal probable**, auquel le barrage doit pouvoir résister sans ruine ni mise hors service de ses organes de sécurité.

Les barrages les plus résistants aux sollicitations dynamiques sont :

- Les barrages voutes et les barrages poids-voutes par leur hyper-staticité ;
- Les barrages en enrochement à noyau central argileux de part leur capacité à supporter de grandes déformations ;
- Les barrages rigides résistent mal au séisme.

1.7.5 Critères économiques

Une fois que la ou les conceptions techniques du barrage sont arrêtées, il faut procéder à une évaluation économique afin de comparer les coûts aux besoins et buts recherchés à travers la construction de l'ouvrage.

1.7.6 Impact de l'ouvrage sur l'environnement

De telles études sont de plus en plus nécessaires et afin de permettre au barrage de s'intégrer dans son environnement aussi bien naturel que social.



Chapitre II

Conception et techniques de construction des barrages en terre



Chapitre II : Conception et techniques de construction des barrages en terre

2.1 Introduction

Les barrages construits **en remblai** sont ainsi souvent appelés digues (car la typologie constructive est proche de celle d'une digue) alors qu'il s'agit bien d'un barrage souple constitué soit **des digues en terre**, soit **des digues en enrochements**, ils sont construits par des matériaux naturels comme l'argile, les roches, et les pierres, et définies comme suit :

- **Les digues** sont les ouvrages dont la fonction est d'empêcher les inondations ou la submersion des terres par les eaux d'une rivière ou de la mer en vue de protéger les populations.
- **Les barrages en remblai** sont des barrages à faible hauteur en terre ou enrochement, avec un noyau central qui assure l'étanchéité il est particulièrement adapté dans des sites ayant une vallée trop large.

2.2 Définition du profil général du barrage en terre

L'ouvrage est géométriquement déterminé par sa hauteur, sa largeur en crête et la pente des talus amont et aval.

2.2.1 Terminologie des parties constitutives d'un barrage en terre

La figure (2.1) donne une coupe schématique d'un barrage en remblai et mentionne les principaux termes utilisés pour caractériser les composantes de ce type de barrage. On notera surtout :

- a) **La Crête** : Elle facilite la circulation sur le barrage une fois terminée. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
- b) **Berme (Risberme)** : Elle permet la réalisation et la réparation des revêtements de talus, contribue à la stabilité des digues, réduit la vitesse des eaux de ruissellement sur les surfaces des talus avals pour éviter l'érosion. Et ils servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont.
- c) **Protection du talus (Revêtements)** : C'est une couche superficielle constituée par des blocs d'enrochements (le rip-rap) placée sur les parements pour les protéger contre l'action des vagues en amont et de la pluie en aval.
- d) **Clé d'ancrage** : Elle permet de couper ou de diminuer le flux d'eau à travers la fondation et d'allonger le chemin de filtration.
- e) **Ecran d'injection** : Il remplace la clé d'ancrage dans les fondations rocheuses perméables ou les fondations perméables d'une épaisseur importante. C'est généralement un coulis de ciment ou de résine injecté dans le sol de fondation pour colmaté les pores et les fissures.

- f) **Tapis étanche** : Quand le fond du réservoir n'est pas très étanche, il est recommandé de le tapisser par un matériau imperméable permettant la diminution des fuites.
- g) **Drains** : Ce sont des organes de barrage réalisés en matériaux pulvérulent et drainants. Ils servent à contrôler et à orienter les infiltrations et diminuent la pression interstitielle dans le corps du barrage. Ils peuvent être horizontaux, verticaux ou de pied.
- h) **Filtres** : Ce sont des dispositifs incorporés avec les drains. Ils sont réalisés en matériaux drainant et permettent d'éviter le colmatage des drains et l'érosion interne du massif (le phénomène de renard).
- i) **Noyau** : C'est un organe réalisé souvent en matériau fin imperméable pour assurer l'étanchéité (diminuent les débits de filtration) des barrages zonés, sa position est variée, verticale, inclinée, centrée... etc.
- j) **La Recharge** : Elle est réalisée en matériau grossier perméables (en alluvions ou en enrochements) et placée de part et d'autres du noyau. elle est indispensable pour la fonction de stabilité du barrage.
- k) **Déviations de l'oued (Batar-d'eau)** : Ensemble d'ouvrages qui permettent la construction des barrages à sec dans les zones des oueds.

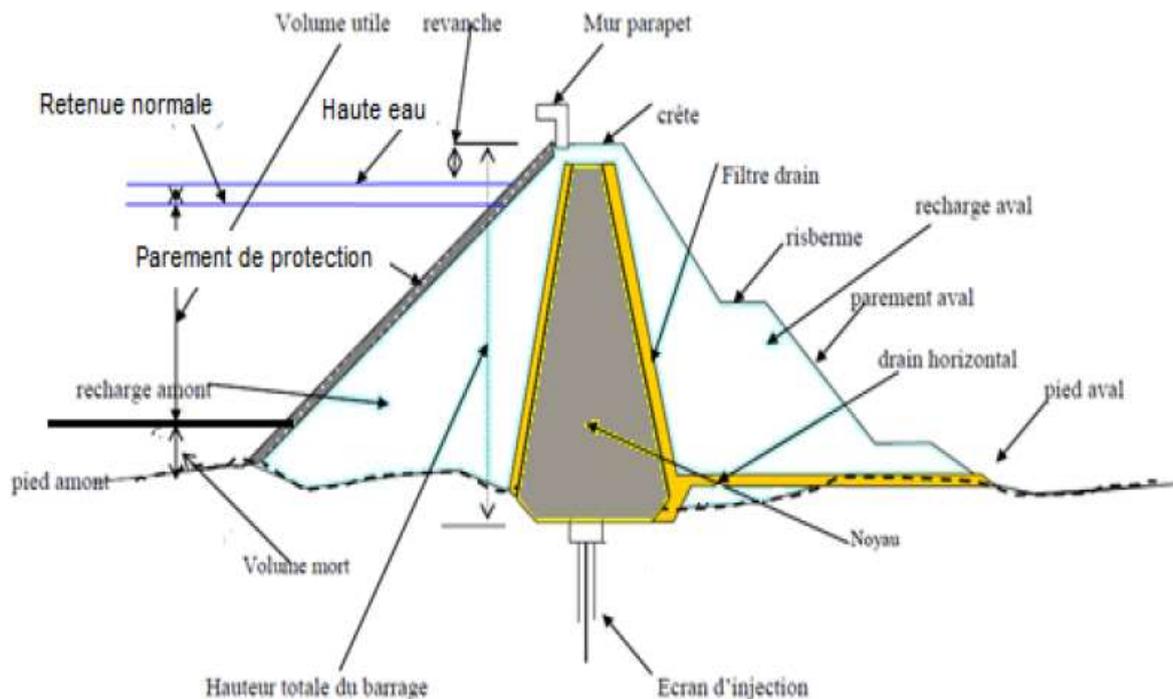


Figure 2.1 : Coupe schématique d'un barrage en remblai.

2.2.2 Ouvrages annexes d'un barrage

Les barrages sont toujours accompagnés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Ils sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau de l'amont vers l'aval.

Les dimensions, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage doivent tenir compte du type de barrage, sa fondation, le relief et la géologie du site, le débit de projet, la charge effective, ainsi que les conditions de réalisation et d'exploitation. Parmi les ouvrages annexes prévus pour les barrages citons :

- Les ouvrages d'évacuation des crues ;
- Les dispositifs de vidange de fond ;
- Les ouvrages de prise d'eau ;
- Les systèmes de dérivation provisoire ;
- Le Gabions (barrages cellulaires).

a) Les ouvrages d'évacuation des crues

Il s'agit du ou des ouvrages hydrauliques qui permettent de relâcher à l'aval tout ou partie d'une crue (**la crue de projet** définie par l'hydrologie) survenant de l'amont, de telle sorte que la sécurité du barrage ne soit pas mise en question pendant cet épisode.

L'évacuateur est généralement composé de trois éléments : ouvrage d'entrée, ouvrage de transport et sortie. Dans sa version la plus simple, l'évacuateur de crues est un **simple déversoir** ou **trop-plein**, qui laisse passer tout le volume de la crue qui n'a pas pu être stocké temporairement dans le réservoir. **Les barrages en béton** peuvent facilement supporter leurs évacuateurs ; **les remblais** en revanche s'y prêtent mal ; on place alors ceux-ci sur les rives, ou bien encore on les réalise en forme de corolles, qui déversent dans un tunnel (figure 2.2)

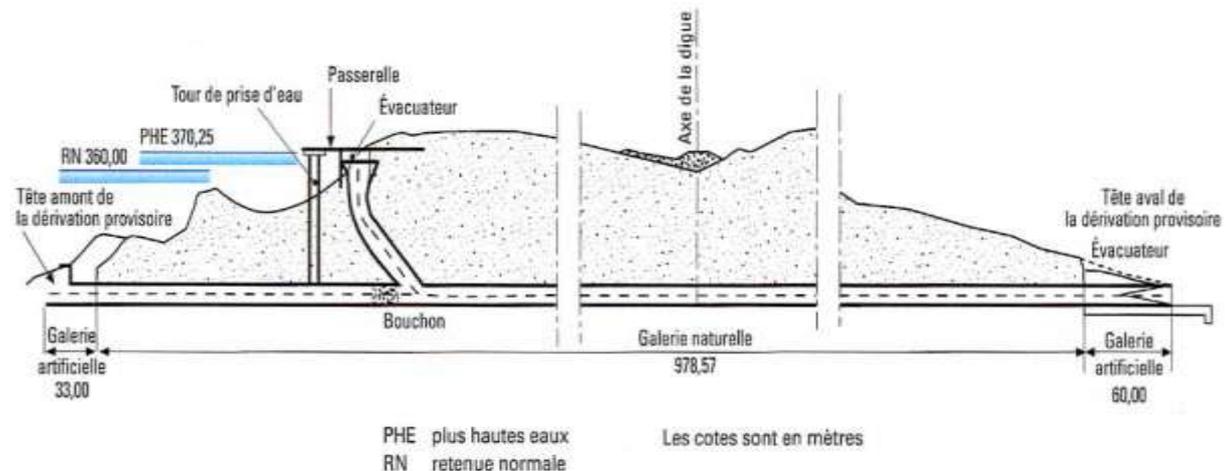


Figure 2.2 : Évacuateur à puits et tunnel (Hammam Debagh, Algérie) [7]

b) Les dispositifs de vidange

En principe, cet organe permet de vidanger le réservoir, pour l'inspection, l'entretien ou en cas de danger sur le barrage. En premier lieu, il sert à contrôler la vitesse de remplissage du réservoir lors de la première mise en eau. La vidange de fond (fig.2.3) facilite également la gestion intelligente de l'eau retenue en permettant de laisser passer, après une forte crue, une part des sédiments apportés.



Figure 2.3 : Vidange de fond

c) Les ouvrages de prise d'eau

Ils sont des Structures permettant l'utilisation des eaux du barrage selon les demandes des consommateurs alimentent la centrale hydroélectrique (prise usinière) qui produit de l'énergie électrique à partir de l'énergie mécanique dégagée par la chute de l'eau, ou alimentent les réseaux d'irrigation ou d'eau potable suivant l'utilisation préconisée du barrage.

d) Les systèmes de dérivation provisoire

La construction du barrage implique de mettre à sec, en général par parties successives, le lit de la rivière. Les travaux correspondants, qui constituent la dérivation provisoire (figure 2.4), peuvent prendre des aspects très différents selon le régime hydrologique, la largeur du lit, l'importance et la nature du barrage. On prévoit donc toujours des batardeaux, barrages provisoires destinés à protéger le chantier vis-à-vis le risque de l'inondation.

- 1-barrage en construction.
- 2-canal de dérivation.
- 3-batardeau amont.
- 4-batardeau aval.

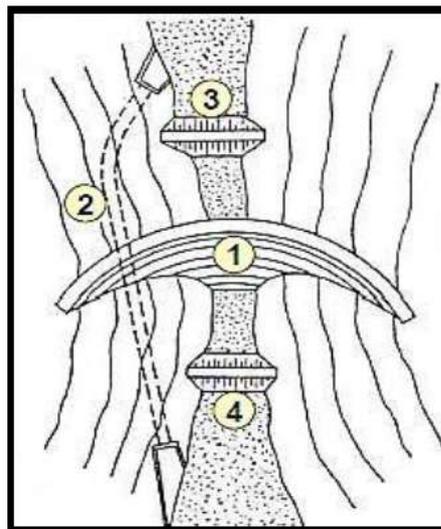


Figure 2.4 : Types de dérivation

e) Le Gabions (barrages cellulaires)

Ce sont des ouvrages flexibles et temporaire on les construit à partir de remplissage des cages grillagées par les cailloux, le gabion (figure 2.5) joue un rôle de mur de soutènement protégeant la vallée contre l'érosion fluviale et l'inondation.



Figure 2.5 : système de protection par gabionnage

2.2.3 Découpage du volume, niveau et hauteur d'une retenue

Le réservoir d'eau est une retenue dont l'exploitation s'effectue à **niveau variable** (figure 2.6) en vue de stocker et déstocker de l'eau. Ci-dessous les différents termes utilisés dans ce chapitre et le reste du cours.

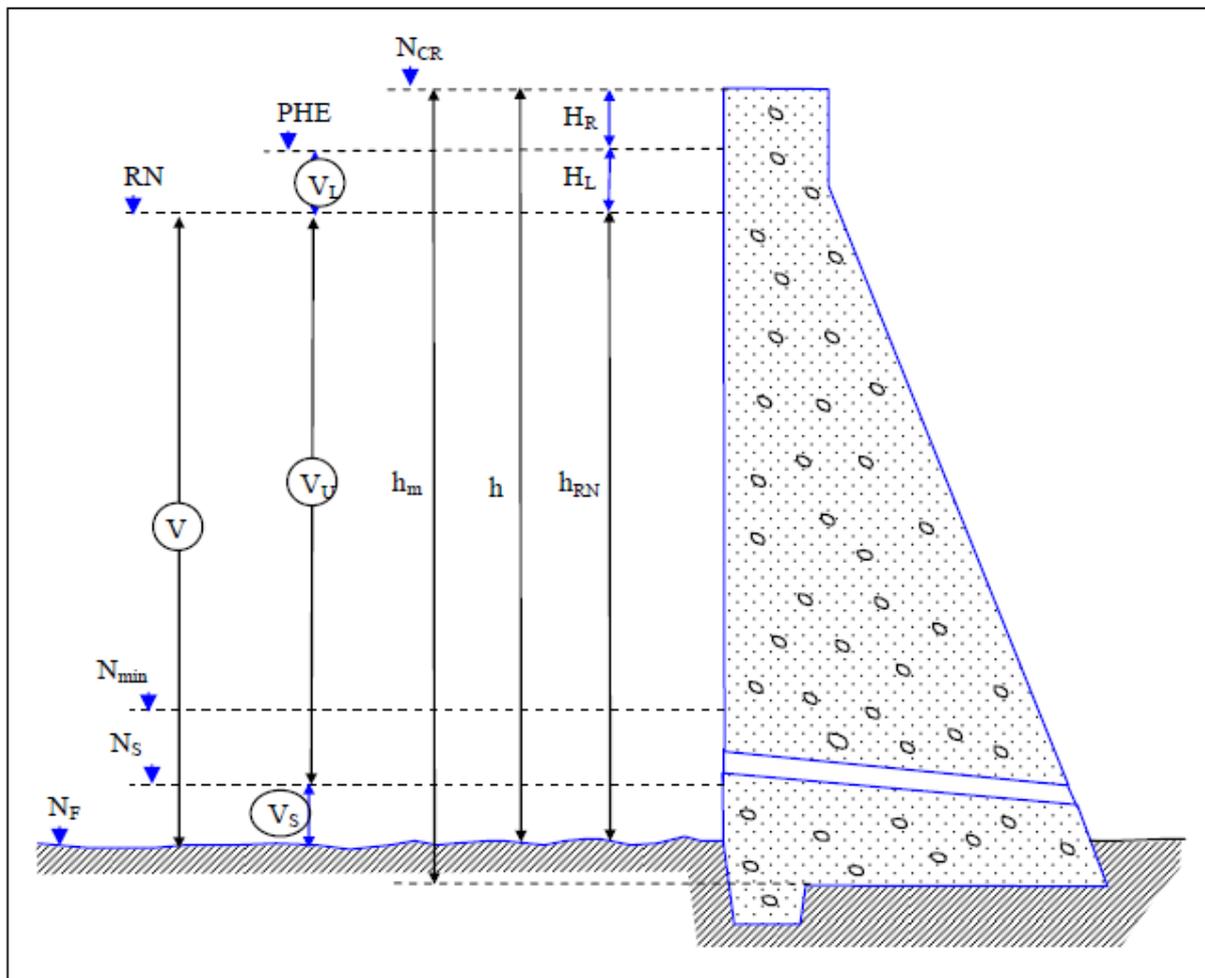


Figure 2.6 : Caractéristiques de la capacité d'une retenue

1) Les niveaux d'eau :

Les différents niveaux d'eau dans un barrage sont les suivants :

- ◆ **N_F** : Niveau (ou cote) du **Fond** du lit de l'oued (m) ;
- ◆ **N_s** : Niveau (ou cote) des dépôts **Solide** (m) ;
- ◆ **N_{min}** : Niveau **minimal** d'exploitation (m) ;
- ◆ **NNR** : Niveau **Normal** de la **Retenue** (m) ;
- ◆ **NPHE** : Niveau des **Plus Hautes Eaux** (m) ; Elle correspond à la tranche située au-dessus de la retenue normale pour laminer la crue de projet ;
- ◆ **N_{CR}** : Niveau (ou cote) de la **Crête** (m).

2) Les hauteurs d'eau

- ◆ **H_L** : Surélévation de crue (m);
- ◆ **H_R** : hauteur de la Revanche ; Elle est située entre la cote des plus hautes eaux (PHE) et la crête du barrage. Pour éviter la submersion du remblai par les vagues qui se forment sur le plan d'eau.
- ◆ **h_{RN}** : Hauteur de retenue normale (m) ; C'est la partie correspondant au remplissage normal, tout surplus sera évacué par l'évacuateur de crue ;
- ◆ **h** : Hauteur hors sol (m), c'est la dénivelée entre le niveau de la crête et celui du lit de l'oued ; $h = h_{RN} + H_L + H_R$;
- ◆ **h_m** : Hauteur maximale du barrage (m).

3) Les volumes d'eau

La conception d'une retenue doit obligatoirement prévoir ces volumes :

- ◆ **V_S** : Volume de la tranche morte (les sédiments destinés à l'envasement) (m³) ; C'est la partie la plus basse réservée pour la décantation des dépôts solides charriés lors des crues. Le volume de cette tranche est calculé à partir du débit moyen annuel en matière de transport solide (dégradation spécifique).
- ◆ **V_U** : Volume utile de la retenue (m³), C'est la partie correspondant au remplissage normal, tout surplus sera évacué par l'évacuateur de crue ;
- ◆ **V** : Volume (ou capacité) totale de retenue (m³) ; $V = V_S + V_U$;
- ◆ **V_L** : Volume de laminage (m³), il correspond à la tranche située au-dessus de la retenue normale pour laminer la crue de projet

2.3 Conception des éléments principaux dans les barrages en terre

Les éléments principaux dans les barrages en terre (figure 2.7) sont :

- Les éléments de la géométrie qui sont : la hauteur, la largeur en crête et la pente des talus amont et aval ;
- Les éléments de protection des talus ;
- Les éléments d'étanchéité de la digue et de la fondation ;
- Les éléments de drainage.

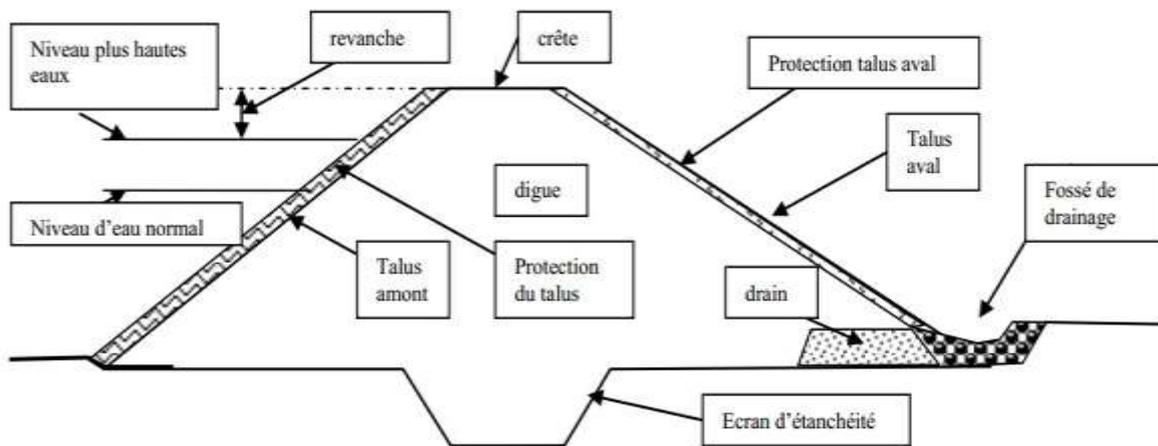


Figure 2.7 : Coupe transversale d'un barrage en terre

2.3.1. Niveau de la Crête du Barrage (NCB)

La hauteur totale du barrage se calcule en ajoutant à la hauteur normale de la retenue la charge maximale sur le déversoir de crue et la revanche selon la relation suivante :

$$Niveau_{crête} = NPHE + R_v + a = (NNR + h_d) + R_v + a \dots\dots\dots Eq. 2.1$$

Où :

- ◆ **NPHE** : Niveau Plus Hautes Eaux pour la probabilité de conception.
- ◆ **NNR** : Niveau Normal de la Retenue.
- ◆ **h_d** : Charge maximale sur le déversoir de crue.
- ◆ **R_v** : Hauteur de montée de la vague ou revanche.
- ◆ **a** : Hauteur libre de sécurité (réserve constructive) ; dans le cas des petits barrages comprise entre 0,4 et 0,6m et < à 2% H_B

D'où on calcul la hauteur du barrage (H_B) par la formule : $H_B = N_{crête} - N_{Imp}$

Où :

- ◆ **N_{crête}** : Niveau de la crête.
- ◆ **N_{Imp}** : Niveau d'implantation.

➤ Niveau Normale de la Retenue (NNR)

Le niveau normal de la retenue est calculé en tenant compte de la capacité utile à stocker, de la tranche morte éventuellement prévue au fond de la retenue pour emmagasiner les dépôts et de la tranche correspondant aux pertes par infiltration et évaporation.

➤ Niveau des Plus Hautes Eaux (NPHE)

Ce niveau égal au niveau normal de la retenue plus La lame d'eau sur le déversoir qui dépend des débits des crues à évacuer, de leur laminage par retenue et des caractéristiques hydrauliques du déversement.

2.3.2 Calcul de la hauteur de montée de la vague (la Revanche) (R_v)

La revanche est une tranche de sécurité entre le NPHE et la crête du barrage. Elle se calcul en fonction de la hauteur des vagues qui se forment due à la vitesse du vent et la longueur du plan d'eau ou « fetch » ; ces paramètres sont généralement estimés à l'aide des formules empiriques.

➤ hauteur des vagues (h_v) :

◆ Formule de **MALLET ET PACQUANT**

$$\text{➤ } h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{f} \dots\dots\dots \text{Eq. 2.2}$$

◆ Formule de **STEVENSON** (valables pour une vitesse du vent inférieure à **100 km/h**) :

$$\text{➤ } f < 18 \text{ km ; } h_v = 0.75 + 0.34 \sqrt{f} - 0.26 \sqrt[4]{f} \dots\dots\dots \text{Eq. 2.3}$$

$$\text{➤ } f > 18 \text{ km ; } h_v = 0.34 \sqrt{f} \dots\dots\dots \text{Eq. 2.4}$$

◆ Formule de **MOLITOR**

$$\text{➤ Pour } f > 30 \text{ km ; } h_v = 0.75 + 0.032 \sqrt{V'_v * f} - 0.27 \sqrt[4]{f} \dots\dots \text{Eq. 2.5}$$

$$\text{➤ Pour } f < 30 \text{ km ; } h_v = 0.032 \sqrt{V'_v * f} \dots\dots\dots \text{Eq. 2.6}$$

Avec : **f** : Longueur rectiligne maximum du plan d'eau mesurée à partir du barrage en km ; on l'appelle « fetch » ;

h_v : hauteur des vagues (m) ;

V'_v : vitesse du vent (Km/h).

➤ La revanche

◆ Formule de **STEVENSEN** : Pour $f < 18$ km

$$\text{➤ } R_v = 0.75 h_v + (V_v^2 / 2g) \dots\dots\dots \text{Eq. 2.7}$$

$$\text{➤ } h_v = 0.76 + 0.034 \sqrt{V_v f} - 0.26 \sqrt[4]{f} \dots\dots\dots \text{Eq. 2.8}$$

$$\text{➤ } V_v = 1.5 + 0.66 \sqrt{h_v} \dots\dots\dots \text{Eq. 2.9}$$

où :

R_v : hauteur de montée de la vague (Revanche) en m ;

V_v : vitesse de propagation de la vague en m /s ;

g : accélération de la gravité.

◆ Formule de **MALLET** et de **PAQUANT**

$$\text{➤ } R_v = h_v + (V_v^2 / 2g) \dots\dots\dots \text{Eq. 2.10}$$

$$\text{➤ } h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{f} \dots\dots\dots \text{Eq. 2.11}$$

$$\text{➤ } V_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h_v \dots\dots\dots \text{Eq. 2.12}$$

◆ Formule de l'**U.S.B.R.**

➤ $R_v = 0.75 h_v + (V_v^2/2g)$ Eq. 2.13

➤ $h_v = 0.75 + 0.34 \sqrt{f} - 0.26 \sqrt[4]{f}$ Eq. 2.14

➤ $V_v = 1.5 + 2h_v$ Eq. 2.15

On peut évaluer directement la revanche par la formule simplifiée de **R. ROLLEY**

$R_v = 1 + 0.3\sqrt{f}$ Eq. 2.16

En pratique les valeurs minimales de la revanche peuvent être données en fonction de la hauteur du barrage, voir le tableau (2.1).

Tableau 2.1 : Revanche minimale en fonction de la Hauteur du remblai

Hauteur du remblai H en m	< 10	10 à 20	> 20
R _{min} en m	1,20 à 1,50	1,50 à 2	Jusqu'à 7 m

IL faut tenir compte du **tassement des fondations** et du **tassement du remblai** qui se produisent essentiellement pendant une période de quelques mois à quelques années après la fin des travaux et donc réaliser une **contre-flèche en crête** (au-dessus des PHE on a donc la revanche plus une contre-flèche qui diminue avec le temps).

- ◆ **Pour le remblai seul**, le tassement après construction peut être estimé à **1 %** de sa hauteur (voire même moins pour les hauteurs inférieures à 15 mètres).
- ◆ Dans le cas d'un barrage zoné, le noyau doit avoir la même contre-flèche.

➤ **La revanche en tenant compte du séisme (Rs)**

Quand l'ouvrage est situé dans une zone d'activité sismique significative, on a alors :

$R_s = h_1 + h_2$ Eq. 2.17

➤ $h_1 = 5\%$ de la hauteur du barrage (due au tassement).

➤ $h_2 = 0,75 (K_s H^2)^{1/3}$, $K_s = a/g$

où :

- R_s** : hauteur de montée de la vague en tenant compte du séisme (m) ;
- H** : hauteur du barrage jusqu'au niveau normale de la retenue ;
- g** : accélération de la gravité (9.81 m /s²) ;
- a** : accélération horizontale produite par le séisme.

2.3.3 La largeur de la crête (bcr)

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

◆ Formule de T. T. Knappen : $b_{cr} = 1,65 H_B^{1/2}$; Eq. 2.18

◆ Formule de E. F. Preece : $b_{cr} = 1 + 1.1\sqrt{H_B}$;Eq. 2.19

◆ Cemagref et Degoutte (1997) : $b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_B} - 3$;Eq. 2.20

◆ Autres formules (pour H > 9m) : $b_{cr} = 1/3 H_B$;Eq. 2.21

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10 m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m. afin de permettre la circulation des engins, pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien.

Pour les digues de hauteur supérieure à 10 m, la largeur de la crête sera égale à (1/3) de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandé que la largeur soit de 4 à 6 m.

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

2.3.4 Pente des talus

La largeur à la base d'un barrage en terre (figure 2.8) est déterminée par la pente des talus des parements. Les valeurs des pentes habituelles sont comprises entre 1/3 et 1/1,5, ce qui donne à ces ouvrages des épaisseurs à la base très importantes (par exemple, 300 m pour 100 m de hauteur). La pente des talus du barrage en terre est fixée par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations et en tenant compte de la nature des matériaux du remblai comme il est indiqué dans le tableau (2.2).

Tableau 2.2 : Valeurs des pentes amont et aval en fonction du matériau de la digue [3]

Hauteur du Barrage H (m)	Type du Barrage	Pentes des talus	
		Amont	Aval
Inférieur à 5 m	Homogène	1/2,5	1/2
	A zones	1/2	1/2
5 à 10 m	Homogène, granularité étendue	1/2	1/2
	Homogène, à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2,5
	A zones	1/2	1/2,5
10 à 20 m	Homogène, granularité étendue	1/2,5	1/2,5
	Homogène, à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2,5
	A zones	1/2	1/3

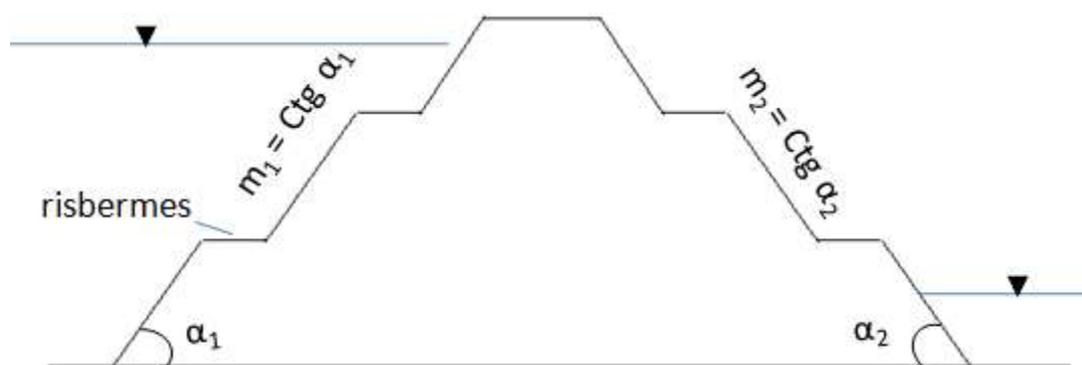


Figure 2.8 : Largeur de la base en fonction de la pente des talus

Pour les barrages de grand hauteur on établit **les bermes** avec un écartement vertical de **10-15m**. La largeur des bermes n'est pas inférieure à **1-2 m**. Si les bermes sont utilisées pour la **voie de communication**, leur largeur n'est pas inférieure à **3m**.

Les bermes permettent de diminuer la pente moyenne des talus et d'améliorer la condition de la stabilité.

2.3.5 Protection des parements et de la crête

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisée pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. Alors, les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont :

1. Hauteur de la montée subite ;
2. Fluctuations du niveau du barrage ;
3. Matériaux des barrages ;
4. Conditions climatiques ;
5. Importance de l'ouvrage.

Pour le cas des petits barrages, les revêtements les plus utilisés sont :

- ◆ Enrochement sur les couches de filtre (l'amont : 0.3 à 1 m , l'aval : 0.2 à 0.3 m)
- ◆ Couche de terre végétale (l'aval : 5 à 10 m)

Le type de revêtement doit être défini à partir d'une évaluation technico-économique, en tenant compte de l'utilisation maximale des engins et des matériaux locaux existants, du caractère du sol, du corps de la digue, de l'agressivité de l'eau et de la durabilité du revêtement selon les conditions d'exploitation.

➤ *Talus en aval*

Pour la protection du talus aval contre l'érosion due au ruissellement des eaux de pluies, on procède à plusieurs méthodes, parmi eux, on cite :

- L'enherbement en cas de petit barrage et l'enrochement en cas des digues zonées ;
- Des Risbermes qui intercepteront les eaux avant d'atteindre le pied avec de grandes vitesses ;
- Pour Protection contre le renard dû au ressuyage des eaux de saturation avec un dispositif de drainage.

➤ *Talus en amont (le Rip-Rap)*

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur au-dessous du niveau minimal d'exploitation, égale à la hauteur maximale de la vague mais pas moins de 2,0 m. Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre.

➤ *La crête*

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

2.3.6 Les éléments d'étanchéité de la digue (Noyaux et diaphragmes)

Les barrages avec noyaux ou diaphragmes sont construits quand il n'existe pas de sols argileux peu perméables. Dans ce cas, le barrage sera composé d'une digue en terre sablonneuse avec noyau ou diaphragme peu perméable qui fait diminuer significativement la courbe de filtration.

La largeur de la partie supérieure du noyau d'un barrage (ℓ_{cn}) varie entre **3 et 4 m**. Pour les petits barrages, le bord supérieur du noyau doit dépasser le niveau normal de la retenue (**plus de 0,50 m**).

L'épaisseur du noyau dans la base de la digue est définie tout en sachant que les gradients du flux de filtration ne soient pas supérieurs à dix (10) ni inférieurs à quatre (4). Le gradient hydraulique pour le noyau est déterminé comme suit :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta m} \leq I_{adm} \quad \dots\dots\dots \text{Eq. 2.19}$$

I = gradient hydraulique.

I_{adm} = gradient hydraulique admissible, déterminé à partir du tableau (2.3).

ΔH = charge hydraulique dans le noyau.

δm = largeur moyenne du noyau.

Tableau 2.3 : Gradient admissible à travers le remblai terreux.

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile	1,5	1,65	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable grossier	0,7	0,8	0,9	1,0
Sable moyen	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

La classe de l'ouvrage est déterminé à partir du tableau (2.4) ;

Tableau 2.4 : Classification des barrages selon sa hauteur et type du sol de fondation

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	$H_B > 100$ m	$H_B > 50$
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	$H_B < 20$ m	$H_B < 15$ m

La hauteur du noyau peut être déterminée comme suit :

$$H_n = H_B - 1 \quad \text{où: } H_n = \text{hauteur du noyau.}$$

$$H_B = \text{hauteur du barrage.}$$

La largeur de la base du noyau est déterminée comme suit :

$$L_{bn} = 2mH_n + l_{cn} \quad \text{où : } m = \text{Pente du talus du noyau.}$$

$$l_{cn} = \text{Largeur de la crête du noyau.}$$

$$H_n = \text{Hauteur du noyau.}$$

La profondeur d'ancrage dans le terrain de fondation varié en fonction de la profondeur de la couche perméable qui doit être traversée. On recommande une profondeur > **1.5 m** ; **la base de la clé d'ancrage** doit avoir une **largeur de 3.0 à 4.0 m** pour permettre le travail de compactage.

2.3.7 Les éléments d'étanchéité de la fondation (Écrans et tapis d'étanchéité)

On doit construire ces derniers de préférence avec des sols argileux. Les écrans en matériaux rigides sont employés très rarement et les tapis d'étanchéité rigides ne sont pas utilisés dans les retenues collinaires et les petits barrages.

Les spécifications minimales données pour les écrans par rapport aux épaisseurs, gradients admissibles, ancrage dans la base et surélévation au-dessus du niveau normale de la retenue est le même que celle qui a été posée pour les noyaux.

Les écrans doivent être protégés en amont avec une couche d'épaisseur entre 1.25 et 2.00 m de matériaux grenus et de filtres afin d'éviter la fissuration. Dans les fondations non rocheuses avec la présence de couches perméables, on peut utiliser le tapis et l'écran combinés comme solution.

2.3.8 Les éléments de drainage (les Drains et les filtres)

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif même du barrage et dans ses fondations, bien que le choix des matériaux de construction et de l'implantation de l'ouvrage aient été fait de manière à limiter les débits d'infiltration

- **Un drain** est un organe qui évacue les eaux prévenant d'une infiltration à travers un massif ou d'un ressuyage
- **Un filtre** est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Filtre & drain sont le plus souvent associés, le filtre pouvant jouer lui-même le rôle de drain, surtout dans les petits ouvrages

➤ Constitution des drains et filtres

- **Les drains** sont constitués, soit de graviers perméables, soit d'éléments de tuyaux en béton poreux ou en plastique perforé également entourés d'une couche de graviers.
- **Les filtres** sont constitués des couches successives des matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins des terres drainées. Dans un filtre, chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau

➤ **Types des drains et filtres dans un barrage en terre**

- a) **Drain prisme** : il est utilisé dans le cas, où la quantité des enrochements est suffisante pour la construction et dans la période de construction le drain-prisme est utilisé en qualité des batardeaux. La crête du drain soit été supérieure au niveau d'eau en aval. Le drain-prisme est utilisé le plus souvent pour 2 raisons :
- Structure est simple ;
 - Augmentation de la stabilité du parement aval.
- b) **Drain tapis superficiel** : il est utilisé dans le cas, où la quantité des enrochements n'est pas suffisante et il est nécessaire seulement pour la protection du talus aval, non pas pour l'abaissement de la ligne de saturation.
- c) **Drain tuyau** : il est utilisé seulement dans le cas de l'absence de l'eau dans l'aval pour évacuer l'eau d'infiltration vers l'aval on établit des tuyaux d'évacuation de l'eau avec un écartement de 50m ; ce type de drain abaisse bien la ligne de saturation et la pression de filtration dans la fondation.
- d) **Drain tapis internes** : il est utilisé dans le cas de l'absence de l'eau en aval .Pour évacuer l'eau du drain vers l'aval on établit aussi les tuyaux avec un écartement de 50 m il est permet :
- D'abaisser bien la ligne de saturation ;
 - D'évacuer bien l'eau de filtration à travers le barrage et sa fondation.
- e) **Drain combiné** : il a des avantages de tous les deux types de drains examinés plus haut, c'est pourquoi, s'il y'a une quantité suffisante de matériaux on établit souvent des drains combinés.
- f) **Drain tapis** : C'est un drain tapis filtrant (figure 2.9) destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif et intercepter les infiltrations à travers une fondation perméable ; il s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

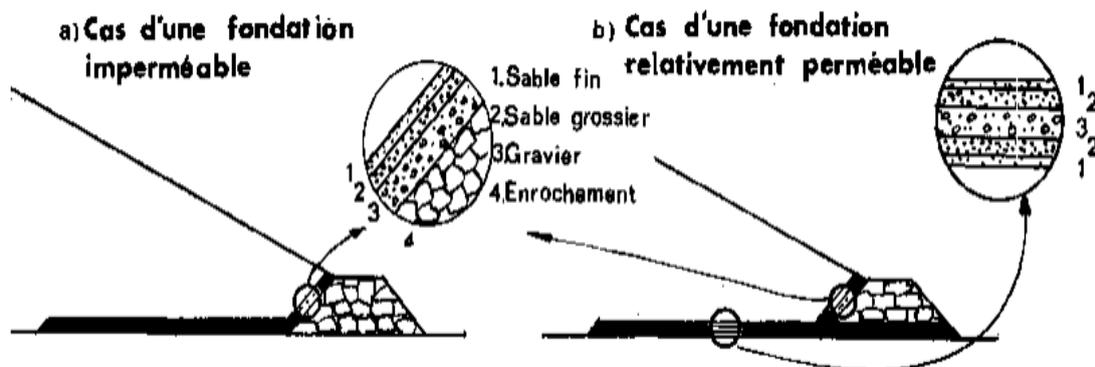


Figure 2.9 : Drain tapis filtrant

- g) **Drain Vertical** : C'est un drain placé au centre (solution plus efficace) (figure 2.10), sa largeur minimale 1m. Peut remonter jusqu'à la cote moyenne du plan d'eau amont. L'eau interceptée est évacuée par un réseau tuyaux-drains ou par un drain-tapis filtrant (si la fondation est perméable)

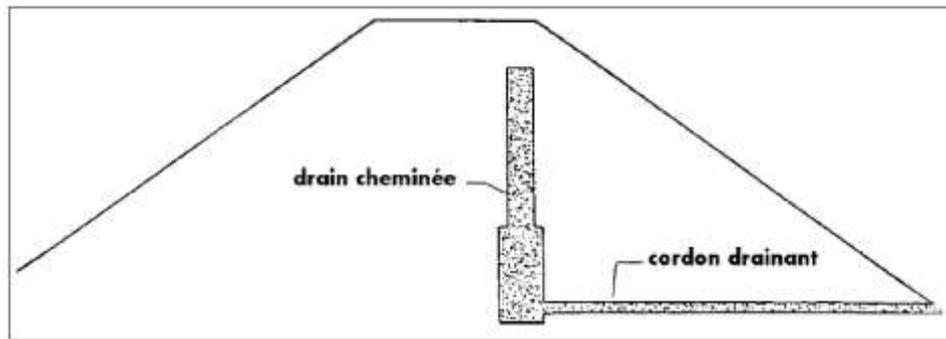


Figure 2.10 : drain vertical d'un remblai argileux homogène

h) Puits filtrants : cas de fondation perméable et hétérogène. Il est utilisé pour assurer le drainage et éliminer les sous-pressions. Le nombre de ce filtre est déterminé en fonction de l'hétérogénéité et profondeur dépassant 50% la hauteur du barrage voir figure (2.11).

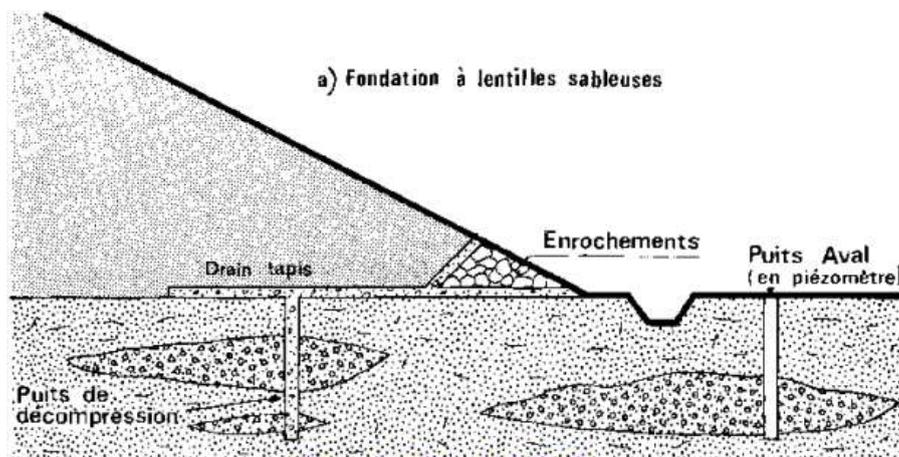


Figure 2.11 : Puits filtrant

➤ Les Filtres

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

1. Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger.
2. Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.
3. Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.
4. Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.
5. Ils ne doivent pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis 200 (0.074 mm) et ces dernières ne doivent pas être en plastique.
6. Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

2.4 Organes hydrauliques fonctionnels et annexes

2.4.1 Conception de l'évacuateur de crue

Dans tous les cas, il est recommandé de concevoir l'évacuateur de crues le plus **simple**ment possible afin de circonscrire les coûts dans les limites raisonnables et ne pas être très onéreux.

La conception de l'évacuateur dépendra :

- De l'importance des débits à évacuer ;
- De la dénivellation entre la cote des plus hautes eaux et celle du lit de l'oued dans la zone de rejet des eaux à l'aval ;
- De la nature des terrains traversés par l'ouvrage, en particulier par le canal ou coursier (rendant nécessaire ou pas le revêtement).

2.4.1.1 Types d'évacuateurs

Les déversoirs peuvent être groupés en deux principaux types : les déversoirs **de surface** et les déversoirs **en charge**

a) Déversoir de surface

Il s'agit du type le plus communément utilisé et aussi le plus fiable. L'évacuateur de surface débute par **un seuil** (figure 2.12). Ce seuil dans un chenal à faible pente qui amène l'eau à l'aval de la digue. L'eau emprunte ensuite le coursier dont la pente permet de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et celui de l'oued à l'aval. Le coursier aboutit soit directement dans l'oued (différence de cote faible), soit dans un bassin d'amortissement (cas de forte pente).

Les évacuateurs de crue à **surface libre** (figure 2.13), se composent principalement des ouvrages suivants :

- ◆ Un canal d'approche ;
- ◆ Un déversoir (seuil) ;
- ◆ Un chenal d'écoulement ;
- ◆ Un convergent ;
- ◆ Un coursier ;
- ◆ Un bassin de dissipation ;
- ◆ Un canal de fuite (de restitution) ;
- ◆ Les murs bajoyers.

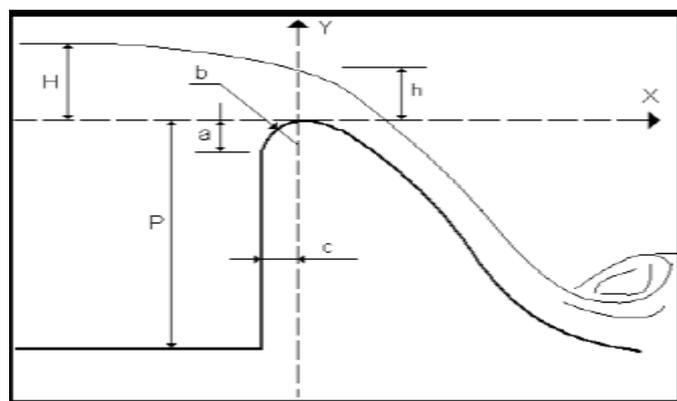


Figure 2.12 : Déversoir à profil Creager

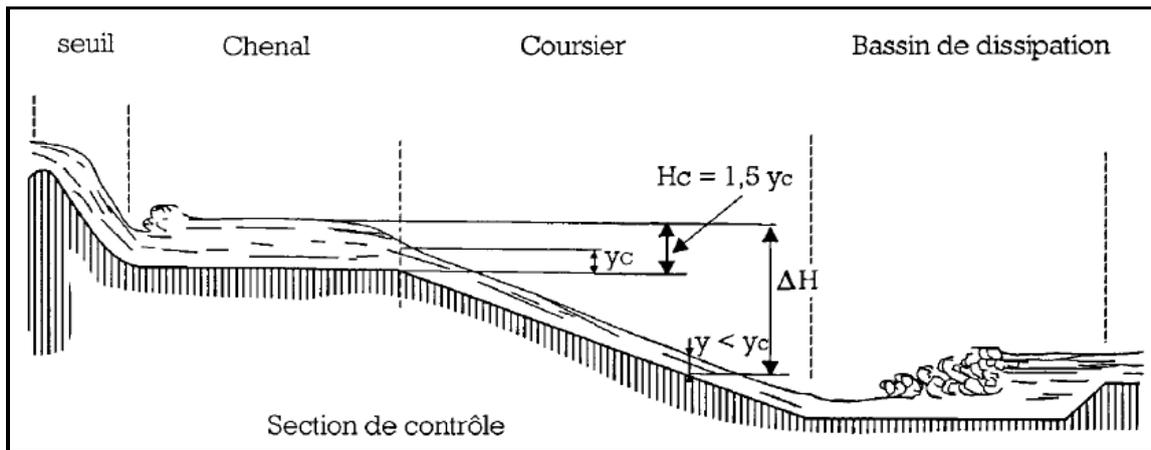


Figure 2.13 : Composants d'un évacuateur à surface libre et Tirant d'eau dans un coursier

L'évacuateur de surface est placé selon les cas :

- déversoir **latéral** : latéralement à l'axe du barrage sur une rive (Figure 2.14) ;
- déversoir **frontal** : parallèlement à l'axe du barrage (Figure 2.15).

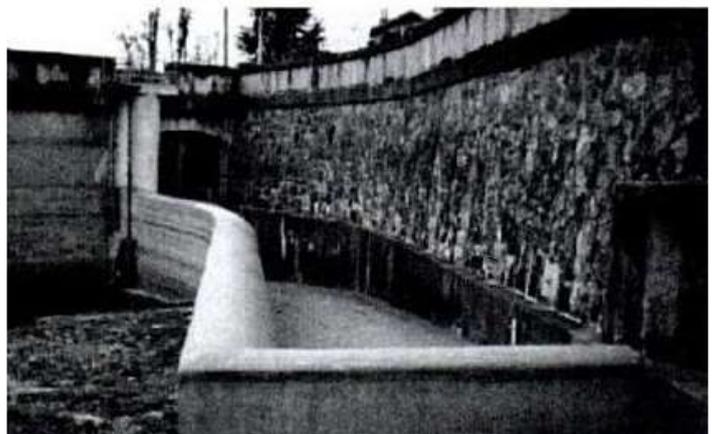
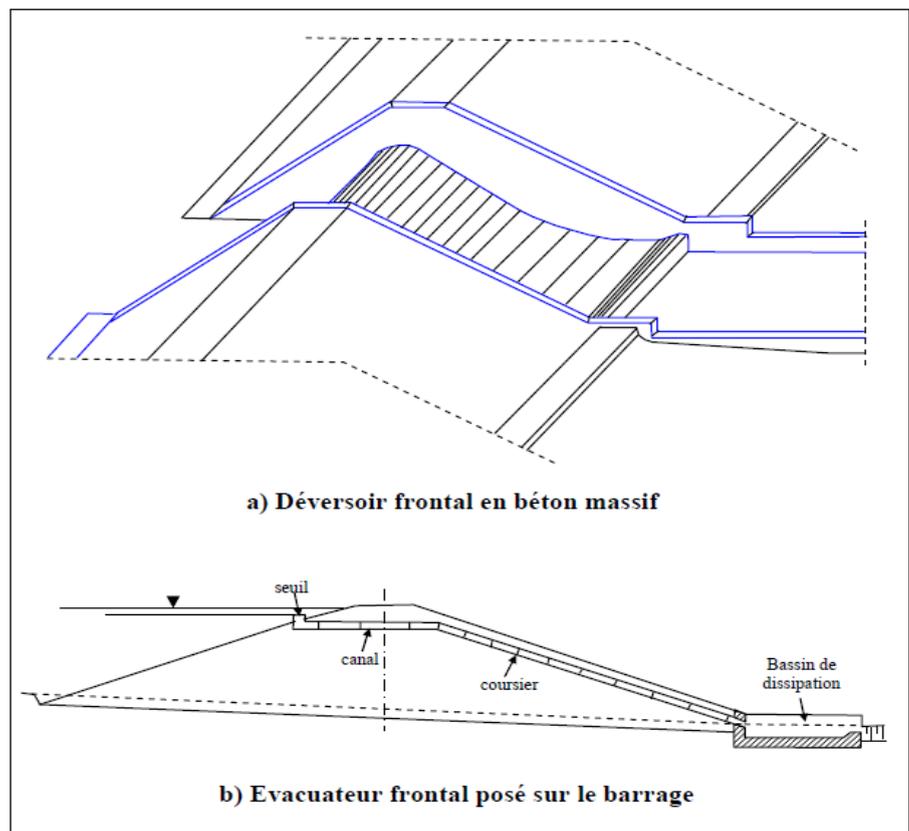


Figure 2.14 : Evacuateur latéral

Figure 2.15 :
Evacuateur frontal
(PNUD/OPE, 1987)



Le déversoir du **type latéral** est adopté dans le cas où la pente du versant est faible. Ce type d'ouvrage repose directement sur le sol et n'est donc pas soumis à des tassements sous l'effet du massif du barrage. Si la pente du versant est forte, un déversoir latéral conduit à des déblais importants et **un déversoir frontal** est alors préférable. Ce type de déversoir est également utilisé dans le cas de débit évacué très important conduisant à une longueur du seuil très importante. Lorsque la hauteur du barrage est de 10 à 15 m, le déversoir frontal est construit avec un massif en béton, tandis que pour des hauteurs inférieures, l'ouvrage peut être réalisé directement sur le couronnement du remblai, en modifiant le profil en travers de celui-ci et en protégeant le canal contre l'érosion.

➤ Organe de réglage du niveau du plan d'eau

Le niveau du plan d'eau est réglé en agissant sur le débit évacué au moyen de vannes de l'un des types ci-après :

Vanne plate levante ;

Vanne « segment » ;

Vanne « clapet ».

b) Déversoirs en charge

Ils peuvent être du type puits ou type siphon (Figure 2.16).

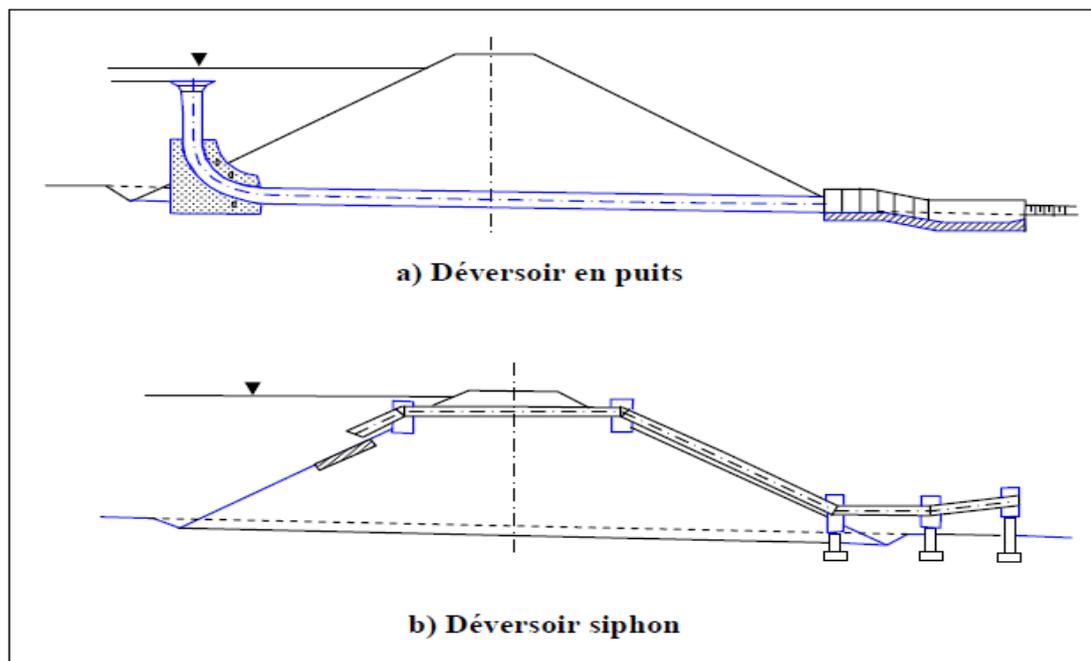


Figure 2.16 : Différents types de Déversoir en charge (PNUD/OPE, 1987)

L'**évacuateur en puit** (tulipe) (figure 1.17) est un ouvrage en béton de forme circulaire. Il évacue l'eau par chute verticale dans la conduite enterrée débouchant à l'aval de la digue dans un bassin de dissipation. Le puit peut servir également de tour de prise d'eau. La conduite d'évacuation joue le rôle de conduite de vidange.

L'**évacuateur en siphon** est constitué d'une simple conduite qui fonctionne par aspiration. Cette conduite peut être incorporée dans la digue ou, de préférence, posée

dans une tranchée latérale creusée dans la berge. Des grilles installées à l'entrée de l'évacuateur permettent d'éviter l'obstruction par les corps flottants.



Figure 2.17 : évacuateur de crue tulipe

➤ **Organe de réglage du niveau du plan d'eau**

Le niveau du plan d'eau est réglé en agissant sur le débit évacué, soit grâce à une vanne placée à l'entrée d'un pertuis d'alimentation, soit au moyen d'un siphon.

Les deux types de vannes les plus utilisés pour obturer des orifices rectangulaires sont la vanne plate levante et la vanne segment.

2.4.1.2. Critères de choix de type d'évacuateur

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- ◆ La sûreté et la sécurité de fonctionnement ;
 - ◆ Les difficultés de réalisation ;
 - ◆ Les exigences topographiques du site ;
 - ◆ Les exigences géologiques du site ;
 - ◆ La facilité d'entretien ;
 - ◆ La facilité de modification ;
 - ◆ Le coût de l'ouvrage.
- **Choix du tracé de l'axe** : Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :
- Le plus court possible.
 - Suffisamment éloigné du pied aval de la digue.
 - Rectiligne (si possible).
 - Plus ou moins orthogonal à l'axe de la digue.

Il faut noter que les déversoirs **en charge** ont, par rapport aux déversoirs de surface :

- une marge de sécurité beaucoup **moins** grande, due aux variations du débit en fonction de la charge nettement moins élevée ($H^{1/2}$ et $H^{3/2}$) ;
- un coût de réalisation plus élevé.

2.4.1.3 Bassins d'amortissement ou de dissipation d'énergie

Ce sont des ouvrages associés au déversoir qui ont pour rôle de dissiper l'énergie cinétique de l'eau à la sortie aval du chenal, du coursier ou de la conduite (suivant le type de déversoirs). La création d'un ressaut hydraulique, transforme un courant torrentiel (rapide) en un courant fluvial (lent) pouvant être restitué sans risque dans le lit de l'oued. La figure (2.18) illustre les différents types d'ouvrages de dissipation d'énergie :

- **Les dissipateurs à auge** nécessitent la présence d'un lit en matériau rocheux très compact et stable pour éviter les affouillements. Ces diffèrent suivant la nature de l'écoulement :
- Dans le cas d'ouvrage **de dissipation avec bec de refoulement**, l'écoulement est totalement submergé par le courant aval (Figure 2.18 a). le bec terminal est surélevé par rapport au fond du lit, afin de protéger la structure en béton des chocs provoqués par les matériaux accumulés par le remous. Le fonctionnement de cet ouvrage nécessite, dans le lit aval, une hauteur d'eau d'environ 110 % de celle requise pour la formation du ressaut.
- L'ouvrage **de dissipation en saut de ski** donne un écoulement émergent du courant aval (Figure 2.18 b).

Si des affouillements sont à craindre, il y a lieu d'augmenter la dissipation de l'énergie avant que l'écoulement rejoigne le lit aval au moyen de blocs de béton permettant d'amortir le jet d'eau à la sortie du bassin (Figure 2.18 c et d).

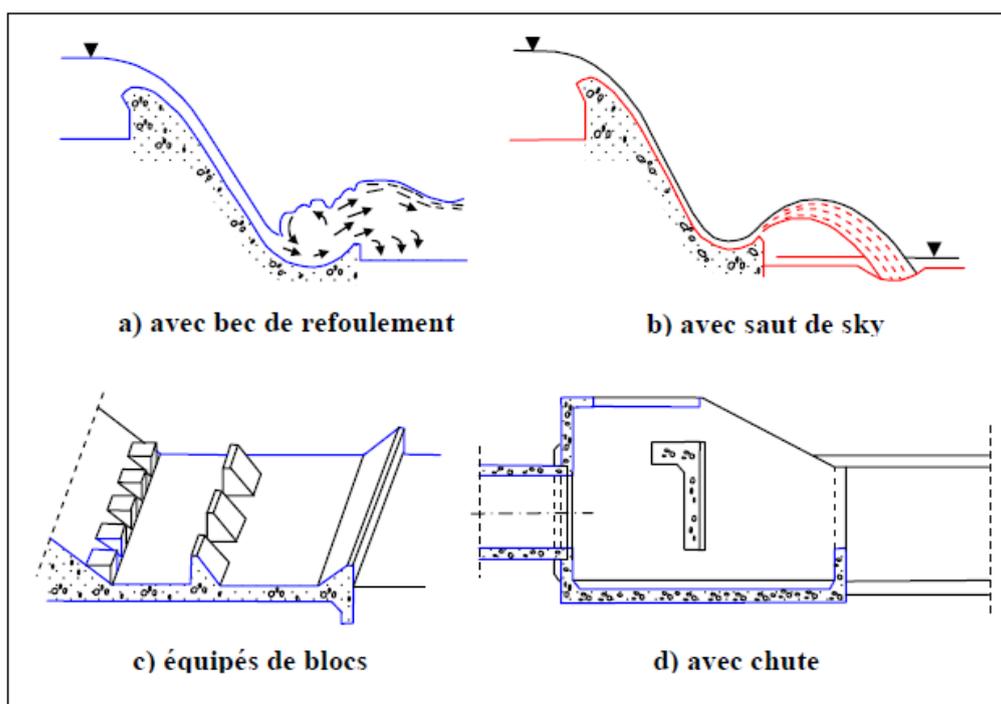


Figure 2.18 : Types de Bassin de dissipation d'énergie (PNUD/OPE, 1987)

2.4.2 Ouvrage de vidange de fond

2.4.2.2 Rôle d'ouvrages de vidange

- ✓ Il permet de vidanger le réservoir dans une courte durée (dizaines de jours) pour l'inspection, l'entretien et en cas d'urgence ou de danger constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval). En Algérie, la vidange rapide de la retenue doit se faire dans une durée comprise entre 10 et 21 jours ;
- ✓ De vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire, prise, parement amont de la digue) ;
- ✓ De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier) donc de remplacer la prise d'eau en cas de panne ;
- ✓ Il sert à contrôler la vitesse de remplissage du réservoir lors de la première mise en eau ;
- ✓ La vidange de fond facilite également la gestion intelligente de l'eau retenue en permettant de laisser passer, après une forte crue, une part des sédiments apportés donc il constitue un moyen de lutte contre l'envasement.

Remarque : Il importe de se convaincre que les vidanges de fond n'ont pas pour but d'assurer des restitutions de débits réservés qui ne correspondent pas à la plage de débit d'une vidange de fond. Cette disposition nécessiterait des types de vannes spéciales (pointeau - jet creux) beaucoup trop sujettes au colmatage.

2.4.2.2 Les éléments constitutifs de l'ouvrage vidange de fond

Les vidanges de fond comprennent en général 4 éléments constitutifs :

- ◆ une grille de protection à l'amont ;
- ◆ une vanne de garde ;
- ◆ un conduit d'évacuation ;
- ◆ une vanne aval de réglage du débit avec une éventuelle cuiller de dispersion du jet.

La distance entre les deux vannes est supérieure ou égale à 6 mètres pour éviter qu'un corps transporté (arbre ou autre objet) puisse condamner le fonctionnement des deux vannes simultanément.

2.4.2.3 Problèmes d'exploitation des vidanges de fond

➤ L'alluvionnement - le charriage

Il s'agit de loin du problème le plus important rencontré par les exploitants. Il se présente sous les aspects suivants :

- ◆ remblaiement complet de la prise d'eau, quelquefois sous plusieurs dizaines de mètres ;
- ◆ vannes rendues complètement indisponibles par colmatage ;

- ◆ vannes non adaptées au charriage d'éléments naturels (limons, arbres, souches) ou artificiels (pneus, plastiques, bidons, etc...) par leur conception (vannes, pointeau, vannes à jet creux).

➤ Les vibrations

Les vidanges de fond qui doivent fonctionner sous la plus forte charge sont le siège d'écoulements à grande vitesse (15-25 m/s) qui sont de nature à provoquer des vibrations et des phénomènes de résonances.

➤ L'érosion du lit aval

L'eau évacuée par une vidange de fond sort à grande vitesse, donc avec une grande énergie. Le lit de la rivière devra être susceptible de supporter l'énergie du jet sans érosion ou destruction. Il est souvent nécessaire de réaliser un modèle réduit hydraulique pour mieux étudier tous ces problèmes.

2.4.3. Ouvrage de prise d'eau

Les ouvrages de prise d'eau ont pour but de prélever dans un cours d'eau ou dans un réservoir le débit nécessaire à chaque instant à l'utilisation (Irrigation, Station de Traitement d'Eau Potable ou de Production d'Energie Electrique), en éliminant, dans tous les cas et dans la mesure du possible, les matières solides transportées par le cours d'eau et en réduisant les pertes de charge à l'entrée de la prise. Il faut noter que dans beaucoup de petites retenues, il n'est prévu aucun système de prise. Les prélèvements d'eau se font grâce à un tuyau (rigide ou souple) muni d'une crépine et simplement plongé dans l'eau, soit à partir de la digue soit sur une rive.

Les ouvrages de prise comportent, en général, trois parties principales (Figure 2.19) :

- ◆ un ouvrage d'entrée muni d'un seuil (S_1 et S_2) ;
- ◆ des dispositifs de réglage du débit dérivé, constitués essentiellement par le barrage mobile (B) qui permet de modifier le niveau du plan d'eau en agissant sur les bouchures mobiles et par un déversoir latéral aménagé à l'entrée du canal de dérivation ;
- ◆ des ouvrages de dégravement, de dessablage (D) et d'élimination des corps flottants (G_1 et G_2).

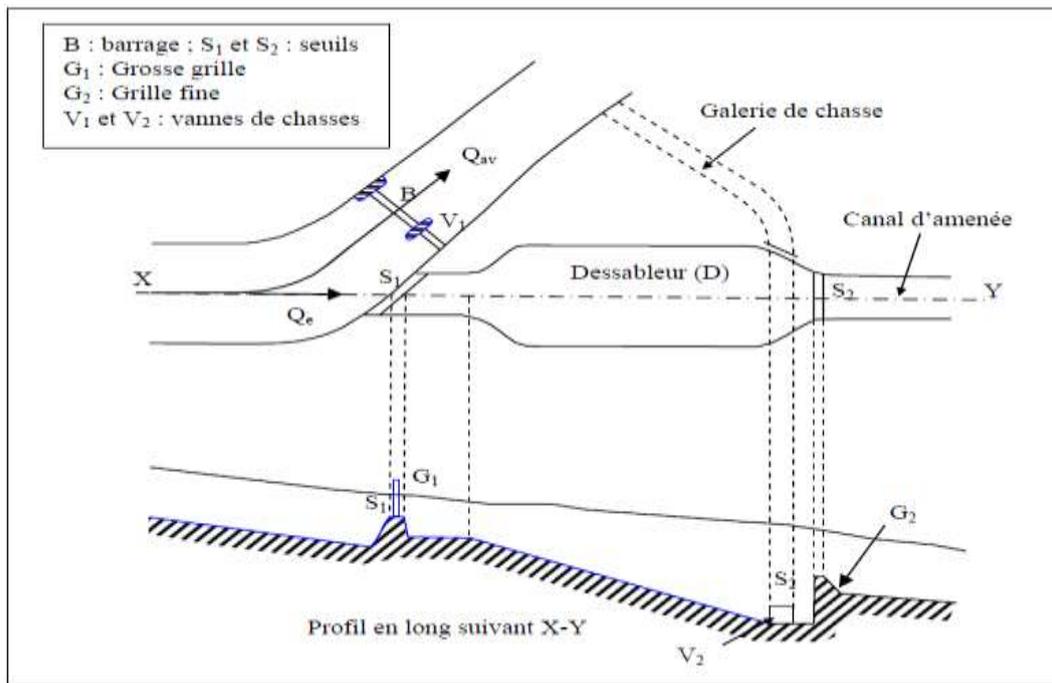


Figure 2.19 : Composants d'une prise d'eau en rivière [4]

2.4.3.1 Types et dispositions constructives des prises d'eau

On distingue deux types de conduites de prise d'eau à savoir les prises d'eau en cours d'eau (en rivière) et les prises d'eau en réservoir (retenue).

➤ Prises d'Eau en Cours d'Eau

Pour une prise en cours d'eau, le meilleur emplacement du débouché de l'ouvrage de dérivation, est sur la rive extérieure d'une courbe de l'oued (Figure 2.20). Cette disposition permet, grâce au courant secondaire résultant de la force centrifuge, de limiter l'entrée des matériaux transportés par charriage dans la prise.

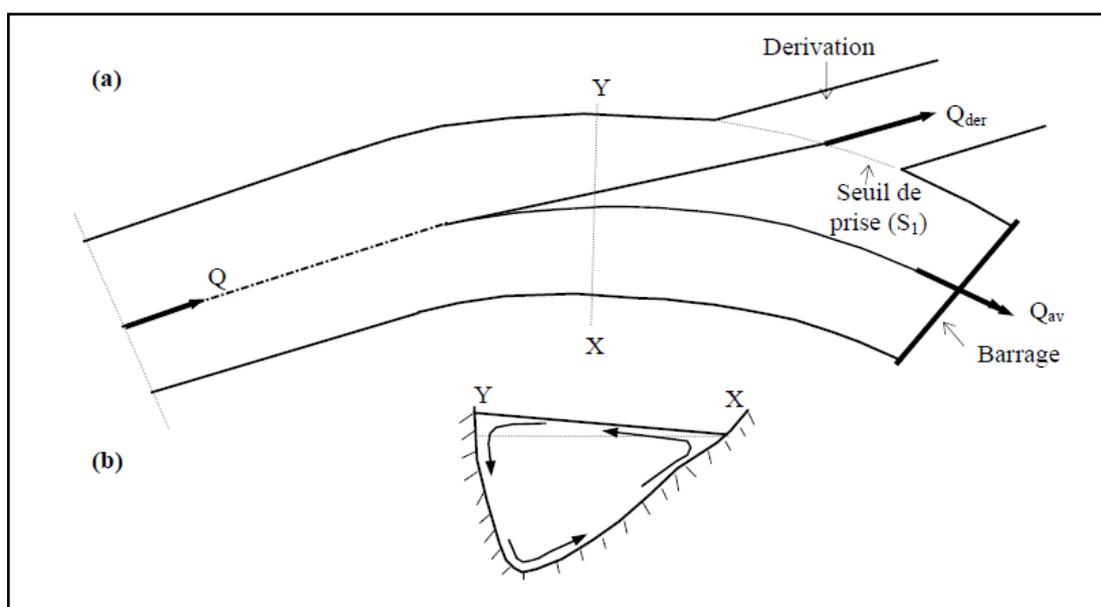


Figure 2.20 : Prise d'eau dans une courbure (Bouvard, 1984 et Ginocchio, 1959)
a) Emplacement optimum. b) courant secondaire [24]

Dans le cas d'une prise implantée sur un alignement droit d'un cours d'eau, un système d'épis amont, peut créer une courbe artificielle (Figure 2.21), qui aura le même effet sur les matériaux du fond.

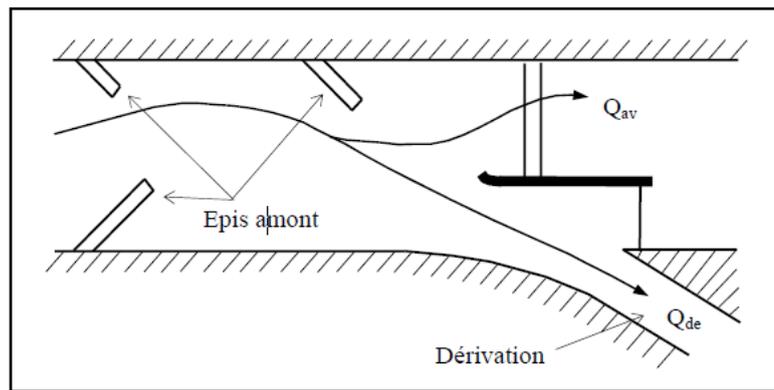


Figure 2.21 : Prise d'eau sur un alignement droit d'un cours d'eau

➤ Prises d'Eau en Réservoir

Les prises en réservoir doivent être établies en tenant compte des conditions de sédimentation des réservoirs. En effet, la construction d'un réservoir modifie les conditions d'écoulement du débit solide, aussi bien pour le transport par charriage que pour le transport par suspension (Figure 2.22).

Les matériaux transportés par charriage (gravier, sable grossier) se déposent en tête de la retenue, c'est à dire vers l'extrémité amont de la courbe de remous.

Les matériaux en suspension (sable fin, limon, vase) se déposent au fond de la retenue au pied amont du barrage, pour se consolider avec le temps et acquérir une cohésion importante. Ils constituent alors une **tranche morte** du réservoir, laquelle est surmontée par la **tranche utile** qu'il convient de conserver libre de toute sédimentation.

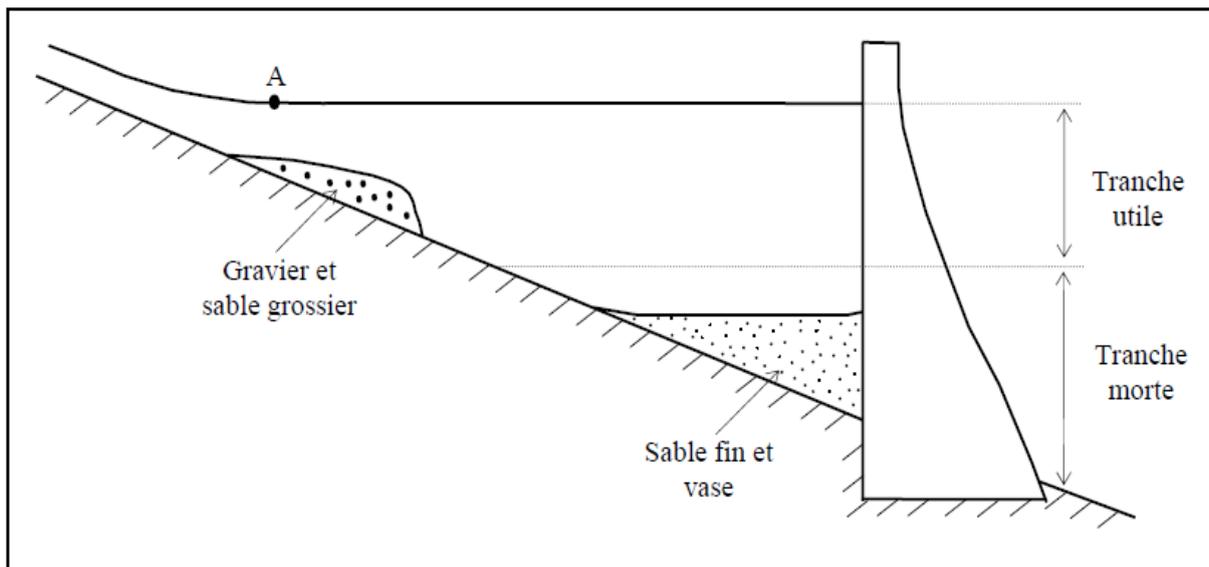


Figure 2.22 : Sédimentation d'un Réservoir en Fonction du Temps [4]

La prise d'eau proprement dite peut être :

- ◆ Fixe au Fond, au pied du barrage ;
- ◆ Fixe à une Tour de Prise (Figure 2.23) ;
- ◆ Flottante ou avec seuil mobile, (Figure 2.24).

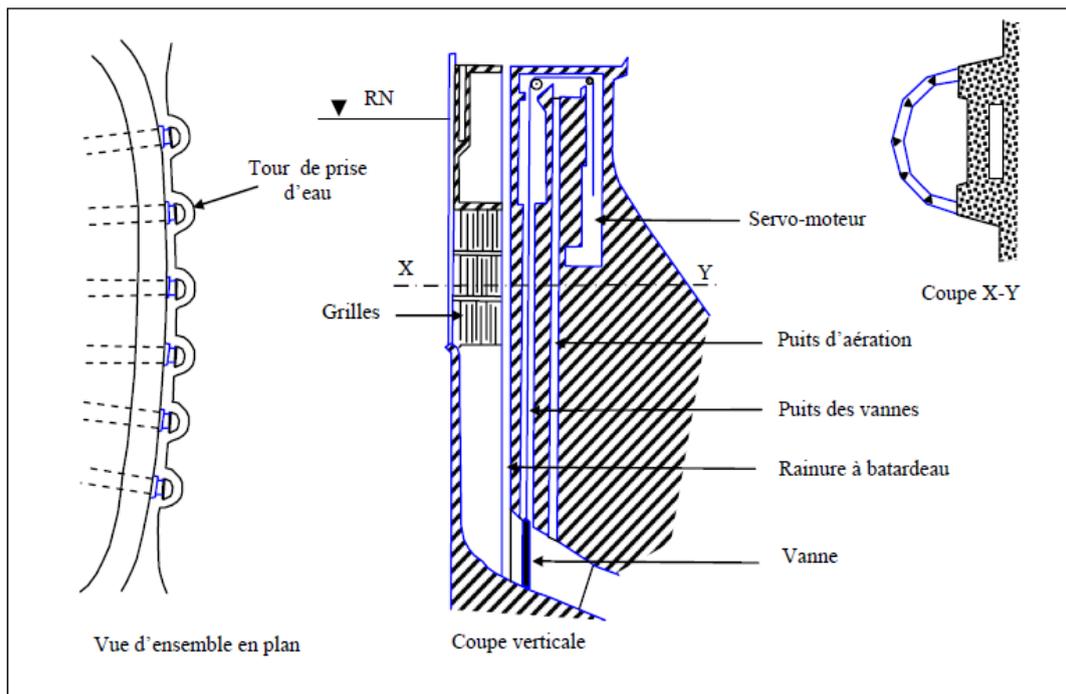


Figure 2.23 : Schéma de principe d'une prise d'eau avec tour [4]

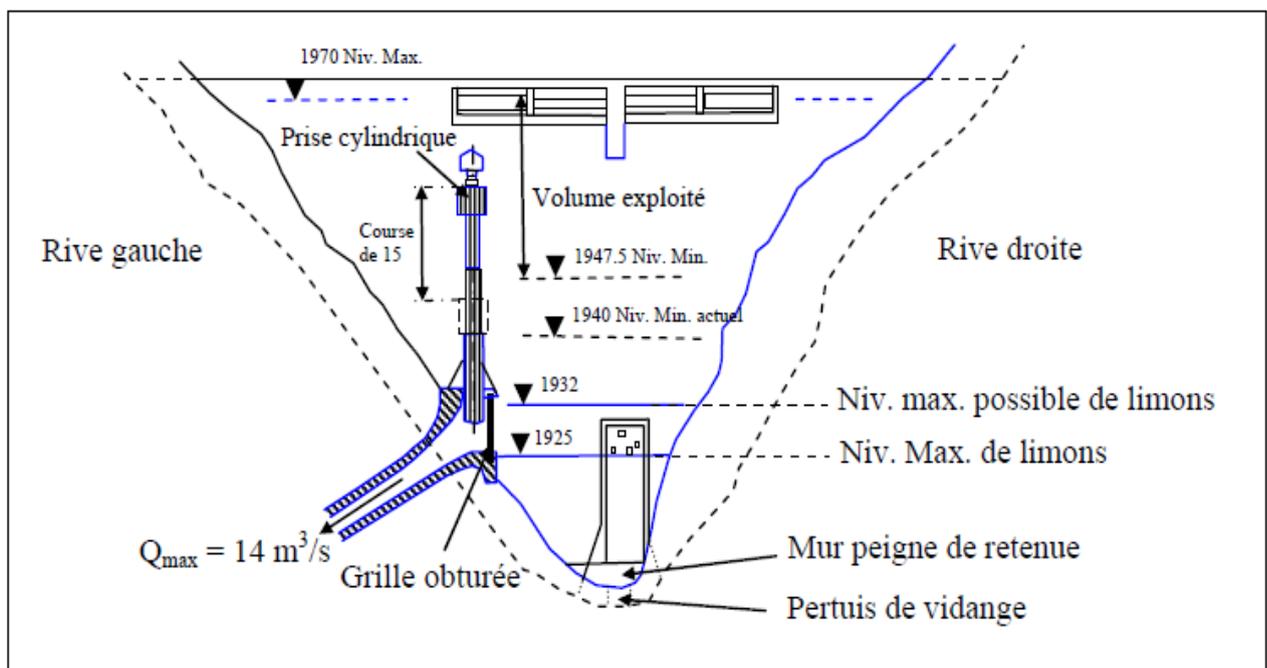


Figure 2.24 : Prise flottante : Aménagement de la grande Dixence (Bouvard, 1984)

Les ouvrages de prise d'eau en réservoir sont pratiquement toujours alimentés en charge et ne comporte pas de dispositif de dégrèvement ou de dessablement : la retenue elle-même joue le rôle correspondant.

La prise peut se faire soit par galerie latérale soit par conduite forcée à travers le barrage. Dans le second cas, la prise peut débouchée directement dans la retenue comme elle peut déboucher à l'intérieur d'une tour de prise

2.5 Matériaux de construction

Les barrages en terre peuvent être construits pratiquement de tous les types de matériaux disponibles sur site. Le meilleur matériau pour les barrages homogènes est le mélange de particules de diverses dimensions. Les vides entre les particules de grandes dimensions sont remplis par les particules de silt et de sable sans rompre les contacts immédiats entre les particules formant le squelette du sol. Ce qui augmente l'angle de frottement et réduit la perméabilité.

Les matériaux de construction sont classifiés en deux types :

2.5.1 Les matériaux granulaires

Ils sont constitués par des grains (de diamètre moyen > 0.05 mm) juxtaposés sans liant (sable par exemple). Ils préservent leurs individualités et sont caractérisés par un angle de frottement interne ϕ qui peut être mesuré par un essai de cisaillement. Par exemple, l'angle ϕ des sables est compris entre 27° et 33° ($0.5 < \text{tg}\phi < 0.67$).

2.5.2 Les matériaux cohésifs

Ils sont constitués par des grains très fins (de diamètre < 0.05 mm) séparés les uns des autres par des lamelles d'eau (argile par exemple). La cohésion est due, d'une part aux forces d'attraction mutuelles entre particules, d'autre part aux forces de tension superficielle de l'eau capillaire qui les sépare.

Leur résistance au cisaillement T est donnée par la loi de Coulomb :

$T = C + N' \text{tg}\phi$, avec N' la pression normale effective. Pour un matériau perméable tel que le sable ou le gravier $N' = N$. Pour un matériau imperméable tel que l'argile, l'eau qui subsiste dans la masse de l'échantillon est soumise à une pression P appelée pression hydrostatique interne ou pression interstitielle ; par suite $N' = N - P$. Ainsi, la pression interstitielle P , a pour effet de réduire la résistance au cisaillement et donc la stabilité des massifs. La cohésion (C) est égale à la résistance au cisaillement lorsque la charge normale N' est nulle. Par exemple, une argile est caractérisée par les deux valeurs suivantes ($\phi = 25^\circ$ et $C = 2 \text{ t/m}^2$).

Si une grande quantité de matériaux perméables est disponible sur site, tel que du sable et du gravier, et si les matériaux argileux doivent être importés, le barrage sera construit avec un petit noyau imperméable en argile, et les matériaux localement disponibles constitueront la majeure partie de la digue.

Si les matériaux perméables ne sont pas disponibles sur site, le barrage peut être construit de matériaux argileux avec drains souterrains, de sable et/ou de gravier importés. Ce drain permettra la collecte d'eaux d'infiltration et réduira les pressions interstitielles.

2.6 Réalisation des barrages

Après toutes les études Avant-Projet (topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques) et après le choix du site et du type de barrage on passe directement à la réalisation des travaux de construction qui se résume comme suit :

- La première chose qu'on doit faire c'est l'organisation de chantier où on trouve les personnels compétents (le responsable, les techniciens, les ingénieurs, la main d'œuvre).
- Il faut aussi apporter les matériels et les engins nécessaires. (pelle hydraulique, compacteur et niveleuse, sondeuse, chargeuse...etc.)
- Protéger l'amont du chantier par un batardeau et une galerie de déviation contre le risque de crue pendant les travaux de construction, la meilleure saison pour exécuter ces travaux est entre le mois de mai et le mois d'octobre, autrement dit dans la période de sèche où le rendement des engins est maximal et le risque de la crue est faible.

A partir des études préliminaires on peut déterminer les terrains superficiels de la fondation et leur profondeur. Dans les barrages en remblai on utilise la zone d'emprunt pour extraire la quantité et la qualité suffisante des matériaux de construction, le mode d'extraction de ces matériaux dépend d'hétérogénéité de la zone et la disposition des couches.

Le nombre et l'épaisseur des couches, et le nombre de fois de passe de compacteur est déterminé expérimentalement selon la granulométrie et l'humidité des matériaux d'emprunts, après le compactage il doit Contrôler chaque fois la qualité de la couche compactée si on est atteint au poids volumique désiré ou non. Ici on peut dire que l'essai de Proctor normal est une simulation de tous ce qu'on fait sur le compactage du remblai.

Généralement on met les matériaux imperméables au cœur du barrage (noyau) pour assurer l'étanchéité, les matériaux moins imperméables disposées sur un filtre aux cotés des parements (30 à 50 cm d'épaisseur) pour protéger le barrage contre les batillages.

2.7 Techniques de construction des barrages

Les techniques de construction de barrages impliquent généralement plusieurs étapes, notamment :

1. Terrassement et excavation : cela implique de dégager le site de toute végétation et de toute terre arable, et d'excaver la fondation du barrage à la profondeur et à la forme requises.
2. Manutention et transport des matériaux : les matériaux de construction tels que le béton, l'acier et les granulats sont transportés sur le site et stockés en vue de la construction.
3. Mise en place et durcissement du béton : Pour les barrages en béton, les coffrages sont construits selon la forme du barrage et le béton est placé et laissé durcir.

4. Placement et compactage de l'enrochement : pour les barrages en remblai, l'enrochement ou le remblai de terre est transporté sur le site et placé en couches, chaque couche étant compactée à la densité requise.
5. Instrumentation et surveillance : des systèmes de surveillance sont installés pour suivre les performances du barrage pendant et après la construction, y compris des mesures telles que l'infiltration, la déformation et la température.

Les techniques de construction peuvent varier selon le type de barrage, les conditions spécifiques au site et les ressources disponibles.

2.8 Méthode de construction

Les barrages en remblai sont construits par la mise en place de couche de matériaux couvrant toute la surface du barrage. Les épaisseurs de couches sont de l'ordre de 50 à 100 cm de manière à permettre un bon compactage de l'ensemble de l'ouvrage et une consolidation régulière (figure 2.25)

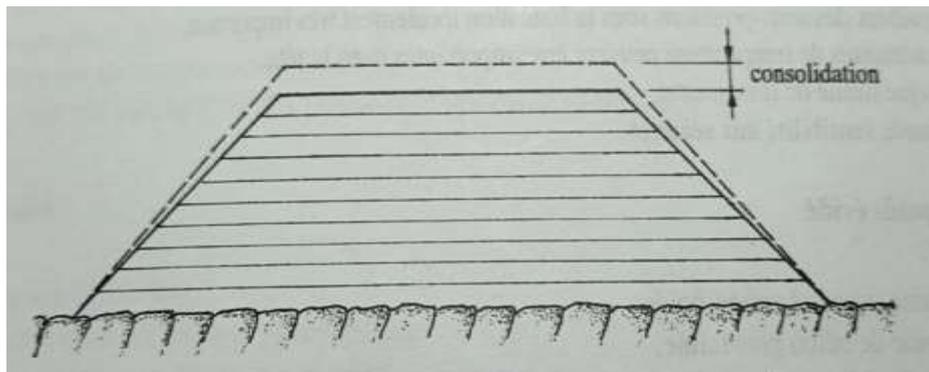


Figure 2.25 : barrage en remblai – mise en place et consolidation [1]

La construction d'un barrage en terre se fait suivant ces étapes :

2.8.1 Implantation

Le site étant choisi, on repère l'axe avec **des bornes en béton** installées à chaque extrémité. Ces bornes serviront de repères pendant les travaux et ne doivent pas être déplacés. Dans l'alignement des repères, on plante des piquets à intervalles réguliers. Sur la base de ce relevé, on peut déterminer les grandeurs suivantes :

- La hauteur des remblais en chaque point ;
- La largeur de la digue à la base ;
- Le volume des remblais.

2.8.2 Mise en place d'un batardeau

Le batardeau est un barrage provisoire construit à l'amont du site pour protéger la zone des travaux contre les inondations. Si les travaux se réalisent entièrement pendant une saison sèche, le batardeau n'est pas nécessaire.

L'eau stockée par le batardeau peut être utilisée pour les travaux de compactage et éventuellement gâchage des bétons.

2.8.3 Préparation des fondations

Il faut tout d'abord remarquer que pour la construction des barrages, le sol de fondation doit présenter une bonne résistance à l'effort tranchant et une force portante suffisante.

Pour **les fondations rocheuses**, la surface de contact entre la roche et le remblai doit être aussi imperméable que le reste des remblais. Il faut éviter les surfaces lisses et les fissures non colmatées. La terre végétale et le rocher altéré sont à enlever à la pelle, à la pioche ou à la barre à mine et évacués hors du chantier.

Pour **les fondations meubles**, l'axe de la digue est décapé jusqu'à l'obtention d'une surface propre dépourvue de matières végétales. Si les fondations sont perméables, un écran d'étanchéité est réalisé jusqu'au rocher (ou jusqu'au sol imperméable).

➤ Conditions d'exploitation des zones d'emprunt

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

Les matériaux sont transportés, déposés et répandus pour atteindre l'épaisseur requise. Si le matériau naturel n'a pas la teneur en eau requise pour un bon compactage, on procède à son humidification soit au banc d'emprunt soit après épandage à l'aide d'une citerne munie d'une rampe distributrice. Le compactage se fait à l'aide d'engins de compactage. **L'épaisseur des couches et le nombre de passes de l'engin** sont déterminés par une **planche d'essais réalisée sur le chantier**.

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

2.8.4 Mise en œuvre des remblais

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

Pour assurer une bonne liaison entre le remblai et une fondation meuble, cette dernière est compactée avec les mêmes engins que le remblai, puis scarifiée (figure 2.26) avant la mise en place de la première couche de remblai.



Figure 2.26 : Scarification après passage d'un rouleau vibrant lisse [8]

Lorsque les talus de la **clé d'étanchéité** sont meubles, il est souhaitable que le compacteur « morde» sur la paroi pour assurer une bonne liaison entre le remblai et le terrain en place (figure 2.27).



Figure 2.27 : Compactage d'argile dans la clé d'étanchéité [8]

En cas d'arrêt du chantier, en particulier en fin de journée, la dernière couche mise en place doit être fermée et présenter une pente permettant l'écoulement naturel de l'eau de pluie éventuelle.

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

➤ La Planche d'essai

Avant la mise en œuvre de remblai, il convient de réaliser la planche d'essai (figure 2.28). Cette dernière est destinée à fixer les conditions de mise en œuvre du remblai et à déterminer les meilleures modalités d'exécution. Elle doit être systématiquement prévue avant la construction du remblai. Elle peut être avantageusement utilisée pour la confection d'un batardeau de protection ou d'une piste d'accès. La planche d'essai ne peut être intégrée au remblai que dans le cas où elle ne constituera pas, ensuite, une zone de faiblesse. Elle est obligatoirement exécutée avec le matériel proposé par l'entreprise, notamment pour régaler, niveler, scarifier, compacté, ce qui permet d'en vérifier l'aptitude.

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

◆ Dimensions

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

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

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



Fig. 2.28 : Planche d'essai d'un très petit barrage (au fond le compacteur à rouleau lisse et une décapeuse qui amène la terre depuis la zone d'emprunt [8])

2.8.5 Mesures concernant l'efficacité d'un compacteur

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

Des mesures de teneur en eau et de densité sèche sont ensuite effectuées dans la partie centrale de chacune des sections (où il n'y a pas d'effet de bord ou de chevauchement).

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

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

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

2.8.6 Autres travaux

- **Tolérance de tassement** : quand le remblai de la digue est terminé, on lui ajoute une hauteur de remblai, d'environ 5% de la hauteur du barrage, pour couvrir les tassements futurs.
- **Drain** : Le drain vertical ou le drain de pied est réalisé en même temps que la digue.
Fossé de pied : Un fossé est réalisé à l'extrémité du drain qui sert à évacuer les eaux infiltrées et les eaux de ruissellement sur le talus aval.

2.9 Critères de conception des digues en terre et/ou en enrochements

Les barrages souples qu'ils soient en terre et/ou en enrochements, doivent offrir, les meilleures garanties de sécurité et de stabilité, aussi bien lors de la construction que pendant la vie utile de la retenue. A cette fin, les critères de sécurité suivants doivent être respectés tant au cours de l'étude qu'au cours de la réalisation :

- 1- Les ouvrages **d'évacuation des crues** doivent être correctement dimensionnés, de façon à éviter des débordements incontrôlables ;
- 2- **Les pentes** des talus du remblai doivent être **stables** tant au cours de la construction qu'au cours de l'exploitation en conditions extrêmes (vidange rapide etc..) ;
- 3- Le barrage ne doit pas transmettre aux fondations des **efforts** excessifs ;

- 4- Le phénomène **d'infiltration** dans le corps du barrage et dans les fondations doit être strictement contrôlé, afin de garantir la stabilité de l'ouvrage et de réduire les fuites ;
- 5- Le mouvement des **vagues** pouvant survenir dans la retenue ne doit donner lieu à aucun débordement ni aucune érosion du parement ;
- 6- La réalisation d'un barrage dans une zone sujette aux **séismes** nécessite une étude de stabilité préalable qui tient compte de ces efforts exceptionnels.



Chapitre III

Méthodes de calcul et de dimensionnement des barrages en terre

Chapitre III : Méthodes de calcul et de dimensionnement des barrages en terre

3.1 Notion de stabilité d'un barrage

La rupture d'un **barrage** correspond ainsi à la destruction partielle ou totale de l'ouvrage, qui entraîne la formation d'une onde de submersion se traduisant par une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval, voire un gigantesque torrent.

La stabilité d'un barrage en terre est définie par les valeurs et les paramètres géotechniques de sécurité inspectée en certifiant un statut d'équilibre d'ensemble hydraulique et mécanique qui garantit le bon fonctionnement de l'ouvrage.

La stabilité des barrages en terre est abordée sous ses deux formes hydrauliques et mécaniques en tenant compte de la relation directe entre eux, tout en précisant les méthodes de détermination de stabilité.

3.2 Mode de rupture des ouvrages en remblai

Le risque de rupture brusque et inopinée est considéré comme très faible, voire nul. La situation de rupture paraît plutôt liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation.

Pour les ouvrages hydrauliques en remblai, quatre mécanismes de rupture sont classiquement considérés : l'érosion externe, l'érosion interne, l'instabilité externe et la liquéfaction (Figure 3.1)

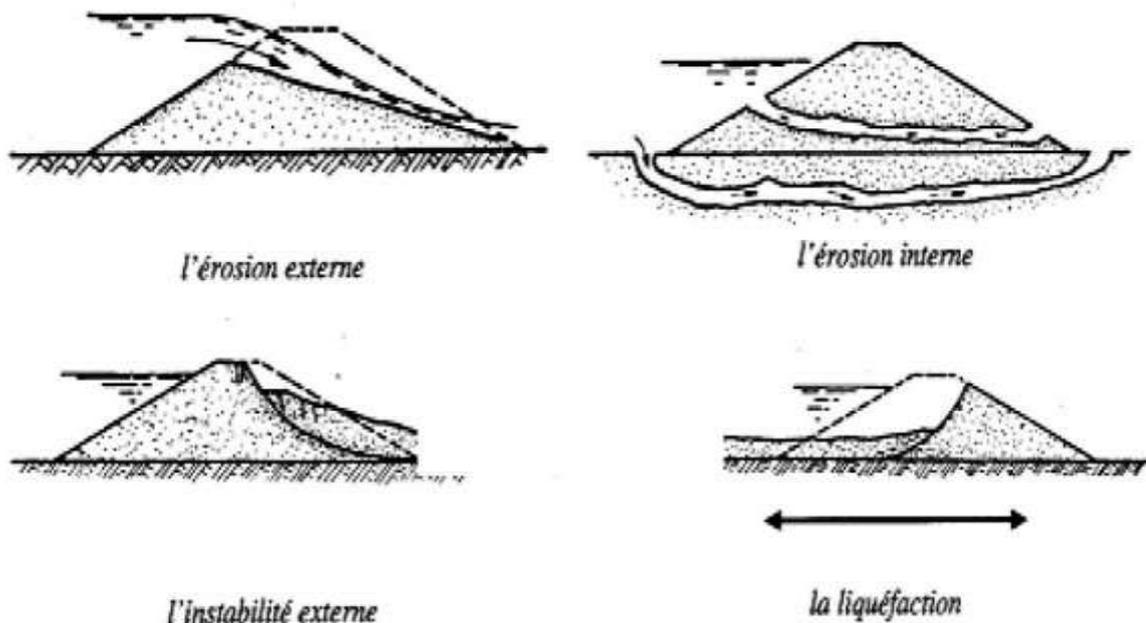


Figure 3.1 : les quatre mécanismes de rupture des ouvrages en remblai

3.2.1 L'érosion externe

L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes, sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage.

Le mécanisme de rupture par érosion externe correspond à l'arrachement des particules constituant la digue par le courant de la rivière qui peut éroder la digue jusqu'à sa rupture. D'autres phénomènes, tel que le ruissellement des eaux de pluies, peuvent également être à l'origine de l'érosion externe. Les talus des digues côté fleuve, ainsi que ceux des berges qui parfois s'approche de la digue, subissent en crue les effets des courants hydrauliques qui peuvent provoquer des érosions à la base des talus.

On distingue trois mécanismes d'érosion externe qui sont :

- 1) Le mécanisme d'affouillement ;
- 2) Le mécanisme d'érosion externe lié au courant et aux chocs du corps flottant ;
- 3) Le mécanisme de surverse (du cours d'eau vers l'aval protégé).

3.2.1.1 L'affouillement

L'affouillement correspond à l'érosion externe du pied de la berge (figure 3.2), puis à l'érosion externe du corps de digue si celle-ci est proche de la berge. C'est la vitesse importante de l'eau (aggravée éventuellement par la fragilité des berges, l'absence de protection ou d'ancrage des berges) qui provoquent l'érosion en pied.

Les facteurs de sensibilité au mécanisme d'affouillement sont de trois ordres :

- La vitesse moyenne de l'eau le long du talus de digue ;
- Les perturbations hydrauliques locales. Ainsi des arbres, des piles ou toute construction sont la source de telles discontinuités hydrauliques ;
- La nature et l'état de la protection du talus de la digue côté fleuve.

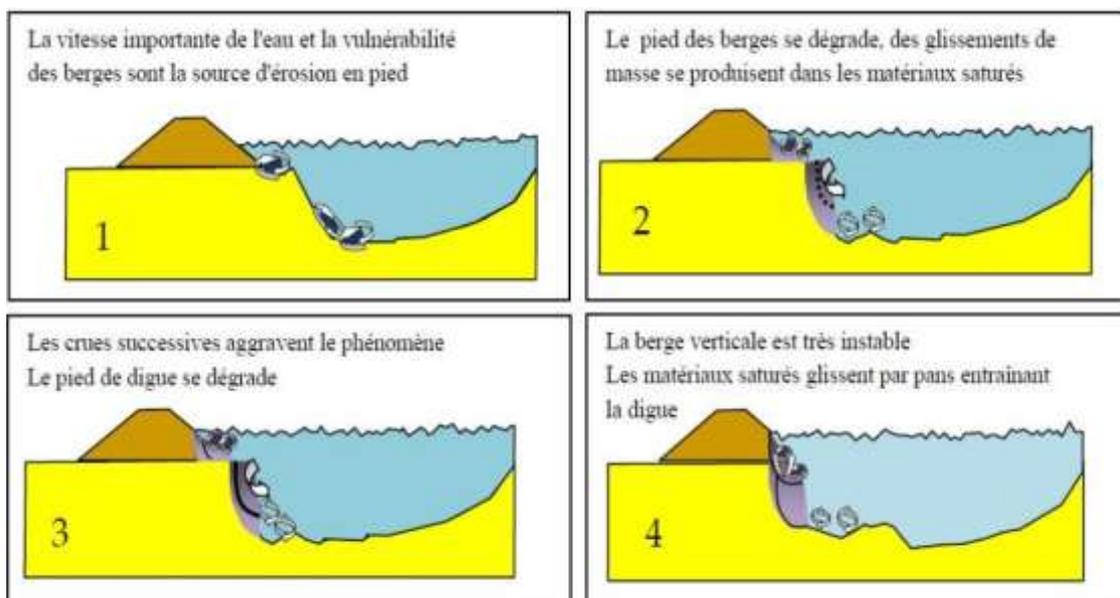


Figure 3.2 : Le mécanisme de L'affouillement

3.2.1.2 Courant et chocs de corps flottants

Le mécanisme d'érosion externe lié au courant et aux chocs de corps flottants est peu fréquent. Toutefois lors des crues, elles sont susceptibles d'être érodées par ce mécanisme, et ce même si les digues sont éloignées de la rivière.

3.2.1.3 La surverse

La surverse est un mécanisme de rupture par submersion durant la crue, l'eau déborde et conduit généralement et rapidement à la brèche, par érosion régressive du talus côté aval protégé, puis de la crête (figure 3.3).

L'érosion subie lors de la surverse se déroule en deux phases :

- Une phase d'érosion progressive : l'eau s'écoulant par-dessus des digues, érode la digue ;
- Une phase de basculement : le profil en travers de la digue ne résiste plus à la poussée de l'eau.

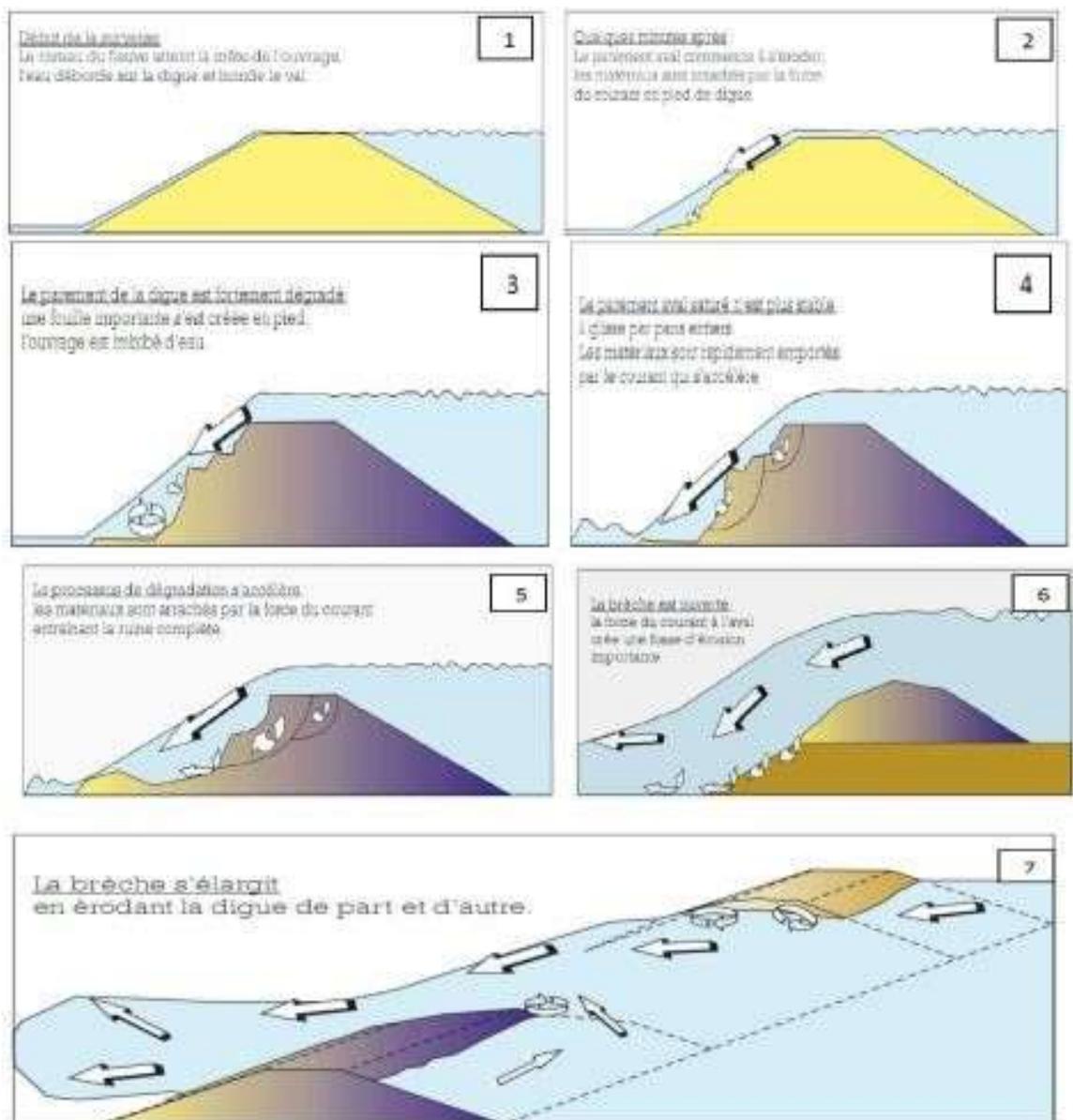


Figure 3.3 : Mécanisme de rupture par surverse

3.2.2 Les mécanismes d'érosion interne

L'érosion interne (figure 3.4) est un processus selon lequel les particules sont éloignées du noyau ou de la fondation en empruntant des voies de migration préférentielles. Ce procédé est initialement favorisé par :

- La présence d'un chemin d'infiltration et d'une source d'eau ;
- L'existence des matériaux érosifs à l'intérieur de ce chemin et transportables par le flux d'infiltration ;
- L'absence de protection qui pourrait retenir ces particules.

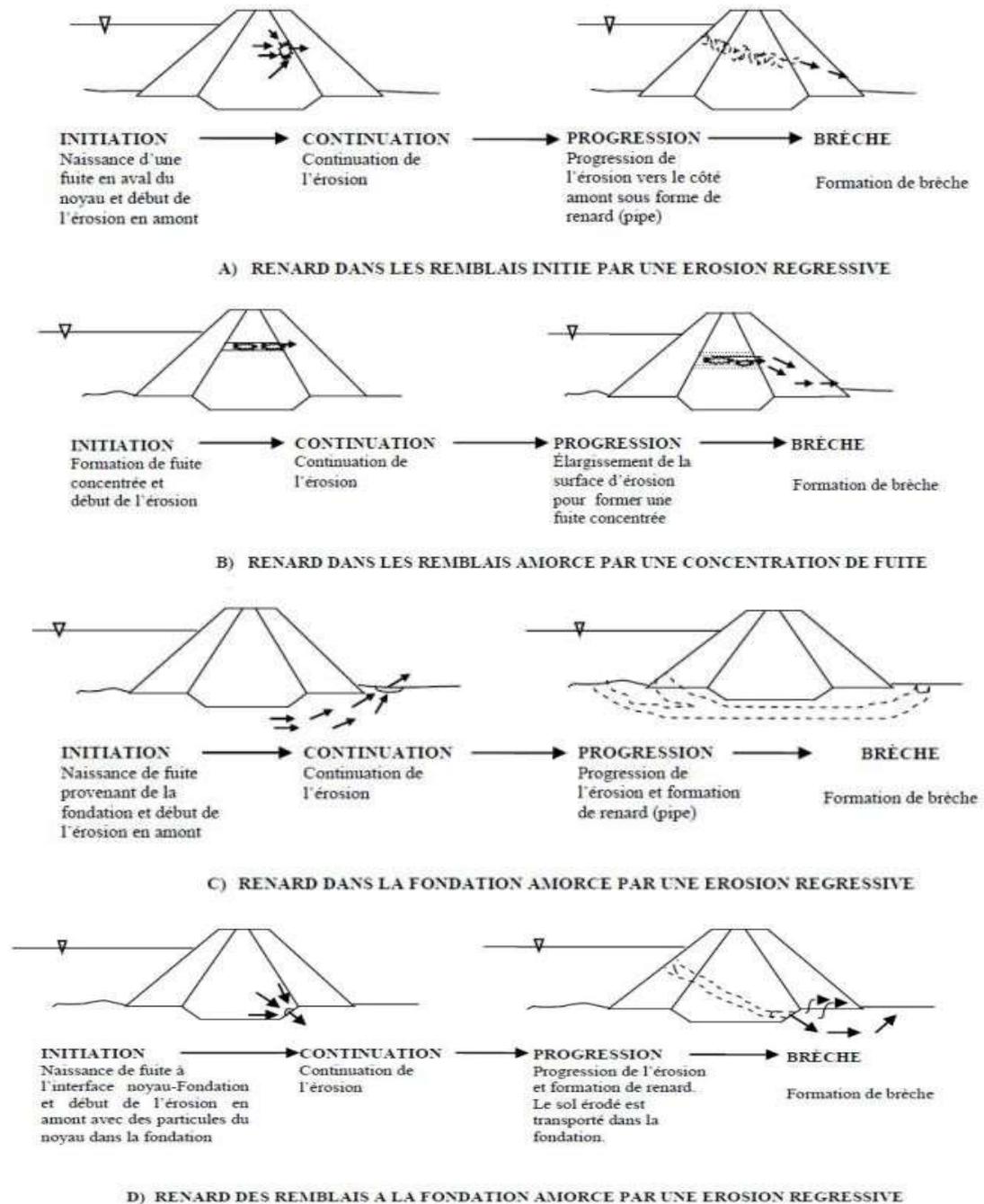


Figure 3.4 : Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage :

(A et B) avec formation de renard dans le remblai par érosion rétrogradant en amont et par fuite concentrée, (C) avec formation de renard dans la fondation par érosion rétrogradant en amont, et (D) avec formation de renard du remblai à la fondation.

3.2.3 Rupture par liquéfaction de la digue ou des terrains de fondation

Les barrages contenant une portion importante de matériaux à faible granulométrie sont susceptibles de rupture par liquéfaction.

Lors de ce phénomène, la conjonction de la saturation du sol en eau et d'une contrainte cisailant cas d'un séisme peut provoquer une perte de cohésion du sol, et se transforme au comportement liquide.

La figure (3.5) montre un exemple de rupture par liquéfaction lors du tremblement de terre de Kushiro-Oki en 1983.

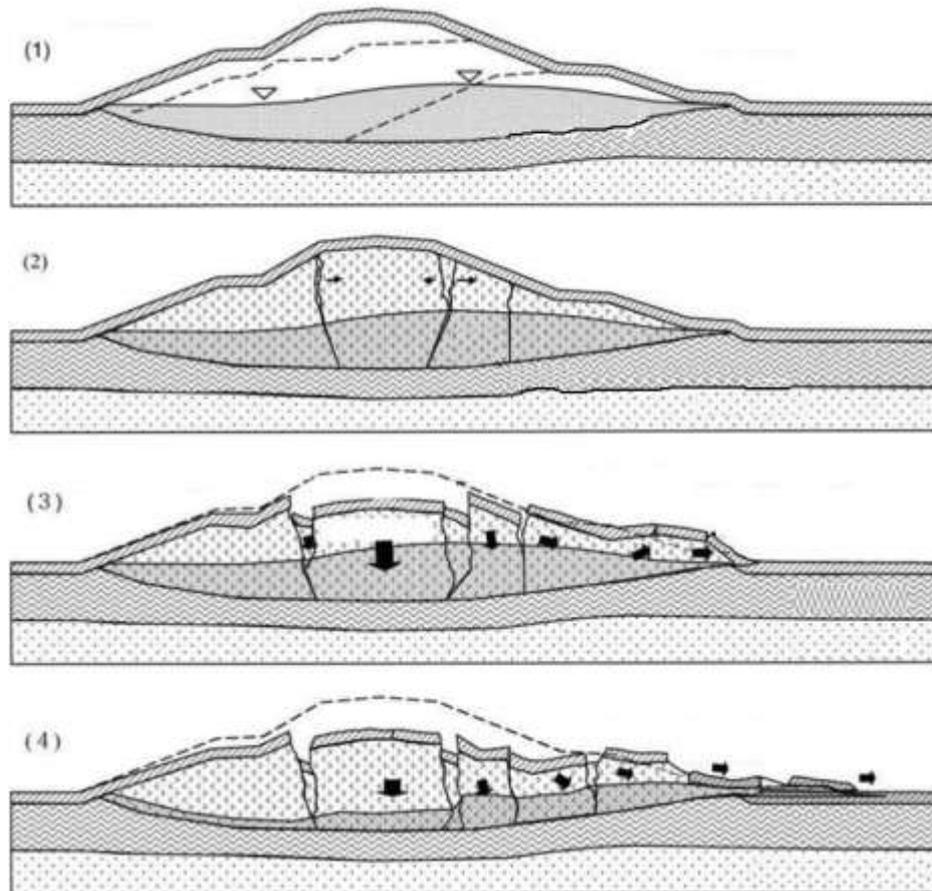


Figure 3.5 : Rupture par liquéfaction

3.3 Les études préliminaires d'un barrage

Les études préliminaires d'un projet de barrage concernent les opérations de recherche et de choix du site du futur barrage en cernant tous les problèmes relatifs aux conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques.

3.3.1 Le choix du site (condition topographiques)

Après avoir fixé les objectifs de la réalisation d'un barrage dans une zone donnée, on commence l'étude de faisabilité par la recherche d'un site apte à satisfaire ces objectifs fixés au préalable. Cette recherche est effectuée sur des documents existants (carte d'état-major, photos aériennes ; cartes géologiques etc...) en général, à ce stade d'étude on choisit plusieurs sites. Le choix définitif doit tenir compte de plusieurs facteurs dont, l'utilisation de l'eau,

mais surtout on doit rechercher le site qui donne le m³ d'eau mobilisé le plus économique possible et il est conseillé de vérifier sommairement l'inégalité suivante :

$$\frac{\text{Volume d'eau stockée}}{\text{volume du matériaux de barrage}} \geq 5 ; \text{ Pour les petits barrages}$$

$$\frac{\text{Volume d'eau stockée}}{\text{volume du matériaux de barrage}} \geq 10 ; \text{ Pour les grands barrages}$$

Le choix définitif du site, se fait après la visite du (ou des) site afin de se fixer sur les points suivants :

- Accès au site ;
- Couvert végétal du bassin versant ;
- Morphologie du cours d'eau et de son bassin versant ;
- Zone de retenue.

3.3.2 Contexte géologique

La carte géologique de la région donne une idée générale de la nature géologique de zone. Une visite sur terrain s'avère donc nécessaire. Les points suivants doivent être approfondis : l'étanchéité de la cuvette, nature de fondations et les caractéristiques des matériaux des zones d'emprunt.

Les moyens de reconnaissances géologiques sont les suivants (tableau 3.1) :

Tableau 3.1 : Reconnaissances géologiques (moyens & résultats)

Moyens	Résultats
Photos satellites Photos aériennes	Morphologie tectonique
Reconnaissance de la surface	morphologie, carte de la géologie de surface
Méthodes géophysiques	coupes géologiques (résistivité, vitesse des ondes)
Forages Puits Tranchées Galeries	Lithologie Stratigraphie tectonique

3.3.3 Etude hydrologiques

Cette étude a pour but d'évaluer les apports, les pertes par évaporation, les dépôts solides et les crues. Le site d'implantation d'un barrage définit l'exutoire de son bassin versant. Le rôle du bassin versant dans l'hydrologie est très important pour déterminer le volume de remplissage de la retenue et l'importance des déversements (crues).

Les principales caractéristiques du bassin versant sont : la superficie, le périmètre, la forme, la pente longitudinale et transversale et les caractéristiques secondaires tel que la densité de drainage, l'état du lit du cours d'eau (dégradation hydrographique).

Très petits bassins	$0 < S < 10 \text{ Km}^2$
Petits bassins versants	$10 < S < 200 \text{ Km}^2$
Grands bassins versants	$200 < S < 2000 \text{ Km}^2$
Très grands bassins versants	$S > 2000 \text{ Km}^2$

3.3.4 Etudes géologiques et géotechniques

Les études géologiques et géotechniques d'un barrage sont effectuées dans le but de vérifier les points suivants :

- **Fondations** : La stabilité et l'étanchéité des fondations de l'ouvrage, de ses ouvrages annexes, de la cuvette ainsi que ses fondations.
- **Matériaux de construction** : leurs identifications (granulométrie, teneur en eau naturelle, comportement au compactage, perméabilité) et la vérification de leurs qualités (stabilité & durabilité) et leurs quantités.

Le tableau 3.2 (ci-dessous) résume l'ensemble des études géotechniques d'un site nécessaires à l'établissement du projet concernant la fondation du remblai et les zones d'emprunt. Mais outre la recherche des matériaux, d'autres études peuvent impliquer la cuvette : son étanchéité dans le cas où le problème ne peut pas être résolu au droit du barrage, la stabilité des versants qui est à vérifier dans certains cas.

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

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

Tableau 3.2 : Études géotechniques d'un barrage en remblai [8]

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

➤ **Remarques sur les résultats des principaux essais de laboratoire**

1) Teneur en eau des matériaux fins

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

2) Analyse granulométrique

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

3) Limites d'Atterberg

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

4) Proctor Normal

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

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

5) Essais triaxiaux non consolidés non drainés

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

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

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

6) Essais triaxiaux consolidés non drainés (ou drainés)

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

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

3.4 Actions et sollicitations

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

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

➤ Détermination des actions

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

➤ Les combinaisons des actions

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

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

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

3.5 Analyse de la stabilité de la digue

La stabilité d'un barrage en remblai réside dans la stabilité aux tous les forces provoquants le risque d'instabilité ou de rupture de ses talus. En général, on se donne des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

Il y a plusieurs méthodes de calcul de la stabilité des talus. Ces méthodes se basent toutes sur le même principe, elles cherchent à déterminer les endroits dans le massif où les forces qui provoquent le glissement risquent de dépasser les forces qui résistent. La sécurité est assurée si, dans aucun endroit, les premières forces ne dépasseront pas les secondes. La marge de sécurité (coefficient de sécurité) est exprimée par le rapport des forces de résistances sur les forces motrices.

La vérification de la stabilité doit s'effectuer dans les situations suivantes :

- ◆ En fin de construction (talus amont et talus aval) ;
- ◆ En fonctionnement normal (talus aval) ;
- ◆ En vidange rapide (talus amont).

➤ Surface de rupture circulaire

Les problèmes de stabilité des talus sont systématiquement posés en conditions de déformation plane qui cause le glissement (rupture par déplacement en bloc d'une partie du massif), On distingue trois grandes catégories de glissements (figure 3.6) :

- Cercle de pente (ou de flanc de talus) ;
- Cercle de pied de talus ;
- Cercle profond (rupture profonde).

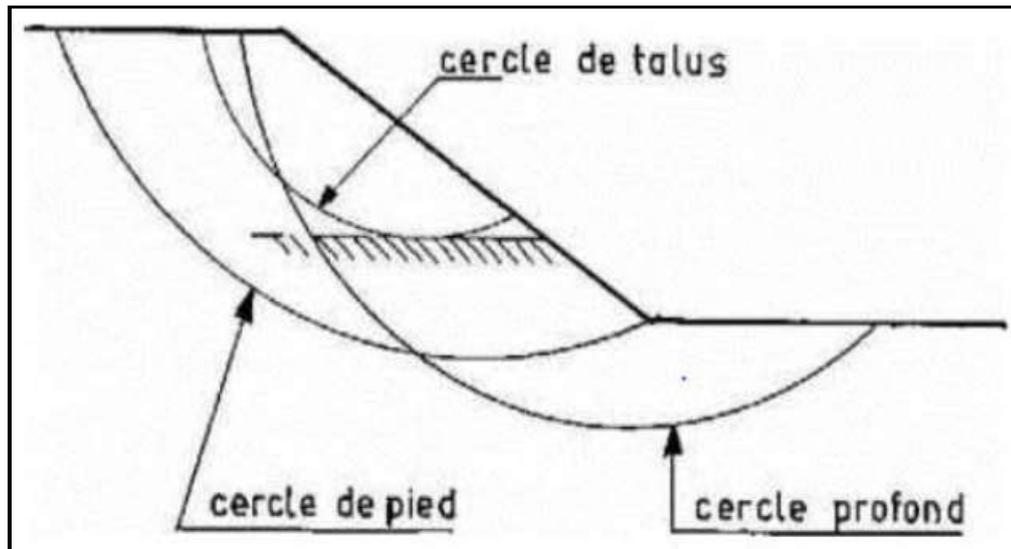


Figure 3.6 : Différents types de rupture circulaire

La stabilité d'un talus dépend de la relation entre :

- ◆ Les moments moteurs dont le terme principal est le poids du massif.
- ◆ Les moments résistants dus essentiellement à la résistance au cisaillement le long de la ligne de rupture.

Les risques d'instabilité seront donc dus :

- ◆ Soit à une augmentation des moments moteurs (surcharge au sommet d'un talus, modification de la géométrie de talus, action hydrodynamique due à l'écoulement d'eau).
- ◆ Soit à une diminution des moments résistants (suppression de masse en pied de talus, diminution des caractéristiques mécaniques du massif du fait d'infiltration d'eau importante).

La stabilité des talus concerne aussi bien des pentes naturelles que les talus artificiels tels que les barrages, les remblais. L'étude de la stabilité des talus consiste à évaluer le rapport des forces résistantes aux forces motrices.

3.6 Les méthodes analytiques d'analyse de stabilité des talus

Les méthodes habituellement utilisées sont basées sur une constatation d'expérience, à savoir que lorsqu'il y a glissement général de terrain, il y a séparation d'une masse de sol du reste du massif et glissement suivant une surface de rupture.

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite.

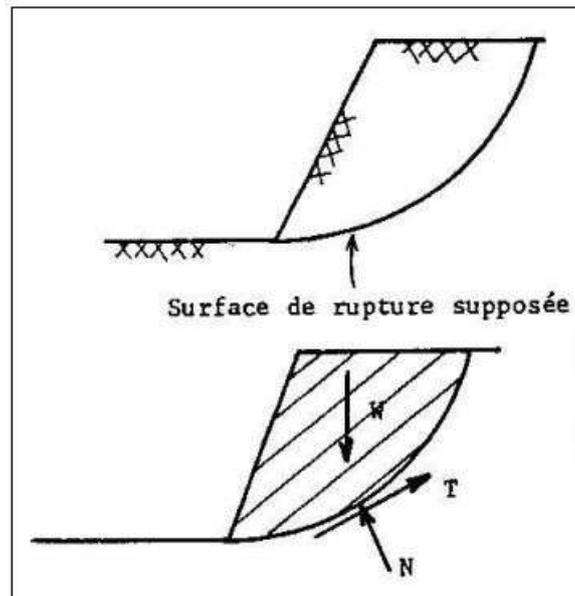
On peut classer les méthodes d'analyse de la stabilité des talus schématiquement en 3 groupes :

- 1) Les méthodes globales ;
- 2) La méthode des Coins ;
- 3) Les méthodes des tranches.

3.6.1 Les méthodes globales

Ces méthodes considèrent la totalité de la "masse libre" en faisant des hypothèses quant à la distribution des contraintes normales le long de la surface de rupture (fig. 3.7). Parmi ces méthodes :

- ◆ La Méthode du cercle de frottement (TAYLOR).
- ◆ La Méthode de CAQUOT.
- ◆ La Méthode de BIAREZ.



W : poids total.

N, T : Résultantes des contraintes le long de la surface de rupture.

Figure 3.7 : Surface de cisaillement d'un talus

Ces méthodes sont utilisées seulement avec des surfaces de rupture circulaires, ou de simples lignes droites.

3.6.2 La méthode des Coins

Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manière satisfaisante par 2 ou 3 lignes droites (figure 3.8).

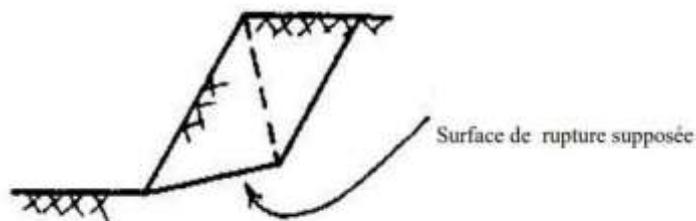


Figure 3.8 : Surface de rupture approchée par 2 lignes droites

Dans le cas de talus homogènes, pour des surfaces de rupture circulaires, les méthodes "globales" de **CAQUOT** ou **BIAREZ** semblent intéressantes.

Il semble qu'actuellement la méthode des tranches paraisse offrir la meilleure approche pour obtenir une solution précise pour n'importe quelle surface de rupture, ainsi que pour des sols stratifiés ou zonés.

3.6.3 Les méthodes des tranches

Ces méthodes considèrent l'équilibre d'une manière approchée (division en tranches) et sont applicables seulement aux surfaces de ruptures circulaires.

- ◆ Méthode suédoise du cercle **FELLENIOUS** ;
- ◆ Méthode de **BISHOP**;
- ◆ Méthode de **MORGENSTERN** et **PRICE**.

Cependant, le principe général de la méthode des tranches peut être utilisé pour d'autres formes de surfaces de rupture.

3.6.3.1 Principe de la méthode de Fellenius

Le principe de base de cette méthode consiste à découper le volume du sol étudié (zone comprise entre la ligne de glissement et la surface libre du sol) en un certain nombre de tranches juxtaposées (Figures 3.9), d'appliquer les différentes forces sur ces tranches et d'étudier l'équilibre de l'ensemble. Les hypothèses de calcul sont :

- ◆ La rupture se fait dans un plan (analyse bidimensionnelle) ;
- ◆ La rupture se fait selon une courbe dans l'allure est connue et circulaire ;
- ◆ Les forces extérieures d'entraînement sont le poids du sol et les surcharges ;
- ◆ Le problème est statique ;
- ◆ Les lois de la mécanique des milieux continus s'appliquent au sol ;
- ◆ le comportement du sol est régi par la loi de Coulomb ;
- ◆ Le coefficient de sécurité « FS » est constant le long de la courbe de rupture.

On trace sur une coupe transversale du barrage plusieurs cercles de glissement et on cherche le cercle critique, c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible.

3.6.3.2 Hypothèses

- Milieu hétérogène ;
- Circulation de l'eau (prise en compte des pressions interstitielles) ;
- On tient compte de l'interaction des tranches entre elles.

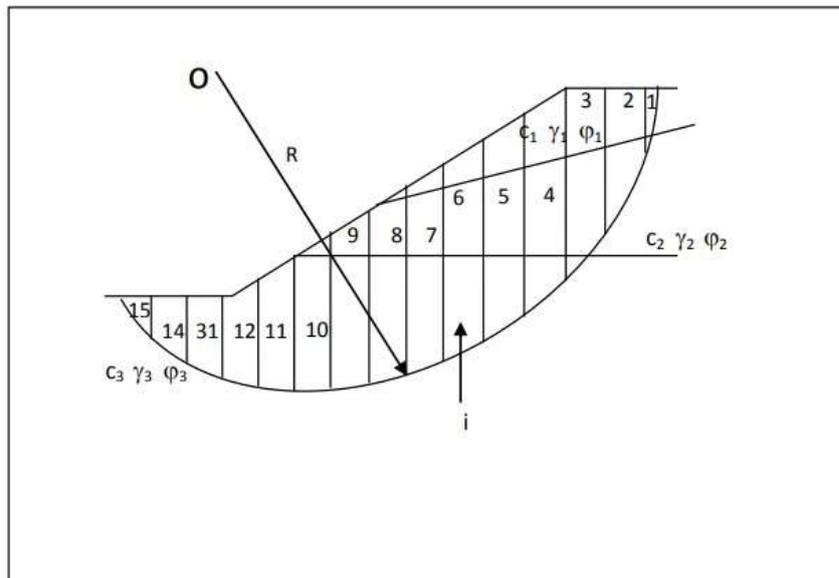


Figure 3.9 : Découpage de la zone instable en tranches élémentaires

Si on veut étudier l'équilibre de l'une de ces tranches (figure 3.10) on prend par exemple la tranche (i), on aura :

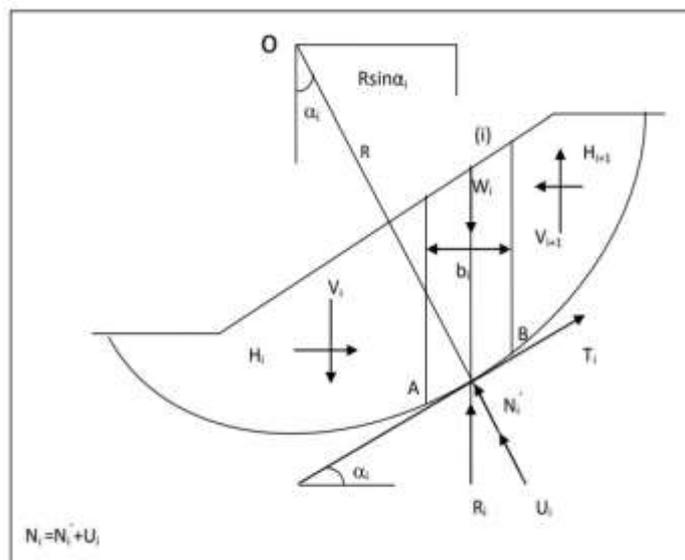


Figure 3.10 : Etude de l'équilibre d'une tranche (i)

Les forces qui s'exercent sur la tranche (i) sont :

- **W_i** : le poids propre de la tranche.
La composante normale du poids sur la surface de glissement est **W_i cos α_i** ;
La composante tangentielle du poids est **W_i sin α_i** ;
- **R_i** : la réaction du milieu sur l'arc de la tranche.
- **N_i** : la composante normale.
- **T_i** : la composante tangentielle.
- **N'_i** : effort normal effectif.
- **U_i** : la composante interstitielle due à l'eau.

On note :

- Hi, Vi = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches ;
- b : largeur de la tranche ;
- α : angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale ;
- R : rayon du cercle de rupture de centre O ;
- dl : longueur du plan de glissement de la tranche ;
- x : bras de levier du poids des terres.

Sachant que $T = \tau dl$ et τ est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb :

$$\tau = C + (\sigma - u)tg\varphi \dots\dots\dots Eq. 3.1$$

Avec:

- C est la cohésion du sol, elle s'exprime en unité de contrainte ;
- σ est la contrainte normale ;
- u est la pression interstitielle.
- φ est l'angle de frottement interne.

Finalement, sur la tranche (i) s'applique :

- La force motrice est la composante tangentielle du poids, elle est égale à **Wi sin α** ;
- La force résistante est la force de frottement au niveau du plan de glissement de la tranche, elle est égale à : $C \cdot dl + (W_i \cos \alpha i - U \cdot dl) \cdot tg\varphi \dots\dots\dots Eq. 3.2$

La largeur de la tranche **dl** peut s'exprimer par : $dl = \frac{b}{\cos \alpha i} \dots\dots\dots Eq. 3.3$

En négligeant les forces verticales et horizontales entre les tranches, le facteur de sécurité est défini comme étant le rapport du moment résistant sur le moment moteur. Donc pour un cercle de glissement donné qui découpe le volume de sol en **n** tranches, il vaut :

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [C \cdot dl + (W_i \cdot \cos \alpha i - U \cdot dl) \cdot tg\varphi]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha i} \dots\dots\dots Eq. 3.4$$

3.6.3.3 Facteurs de sécurité minimaux

Les facteurs de sécurité normalement exigées dans les barrages en terre sont les suivants :

- Conditions normales (lac plein à niveau normal) : **FS \geq 1.4**
- Conditions spéciales sans séisme (lac plein à niveau exceptionnel, vidange rapide) : **FS \geq 1.3**
- Conditions exceptionnelles avec séisme (lac plein à niveau normal, vidange rapide, lac vide) **FS \geq 1.2.**

3.7 Etude des infiltrations dans le corps du barrage (La stabilité hydraulique)

Les infiltrations dans les barrages en terre doivent être abordées sous trois angles différents où on devait aboutir à :

- La détermination de la ligne de saturation ;
- La détermination des pressions interstitielles ;
- Le calcul du débit de fuite ;

3.7.1 La détermination de la ligne de saturation

La ligne de saturation dans une coupe transversale en réalité c'est une surface suivant laquelle la pression est égale à la pression atmosphérique, elle sépare la zone humide de la zone sèche.

Sur le plan pratique, les méthodes les plus utilisées pour tracer cette ligne sont les méthodes numériques qui se sont largement développées. Cependant sur le plan pédagogique la méthode le plus souvent utilisée est la méthode simplifiée proposée par KOZNEY qui utilise des approximations et des propriétés graphiques.

3.7.2 Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain

La méthode de KOZNEY a montré que pour un barrage en terre homogène non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer O est situé au pied du parement aval du barrage (Figure 3.11). L'équation de cette parabole s'écrit de la manière suivante :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \text{ Avec, } y_0 = \sqrt{(h^2 + d^2)} - d \dots \dots \dots \text{Eq. 3.5}$$

Cette ligne de saturation doit être corrigée au droit du parement amont et aval du barrage.

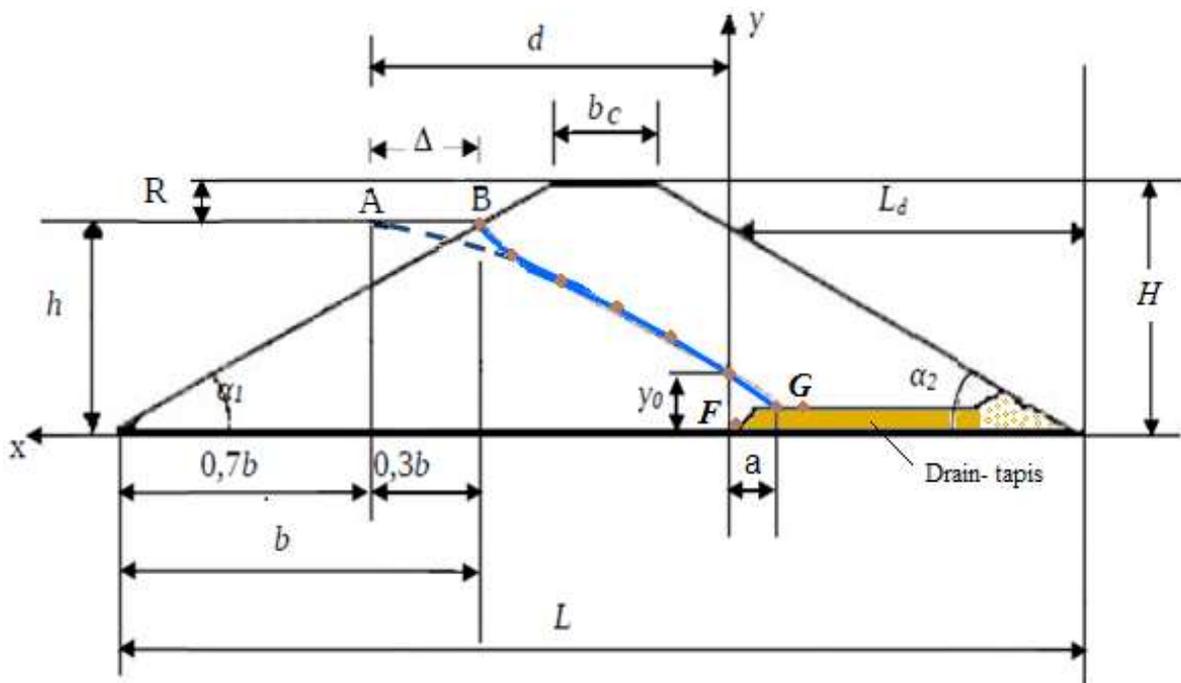


Figure 3.11 : Ligne de saturation d'un barrage homogène à drain horizontale

➤ Point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval

Cette méthode est celle de CASAGRANDE où il a démontré que (Δl_2) ne dépend que de la distance focale de la parabole de base de KOZNY et de l'angle du talus aval du barrage ce qui lui a permis de dresser une courbe de variation (figure 3.13).

La figure (3.12) donne les valeurs de paramètre a en fonction de l'angle (α).

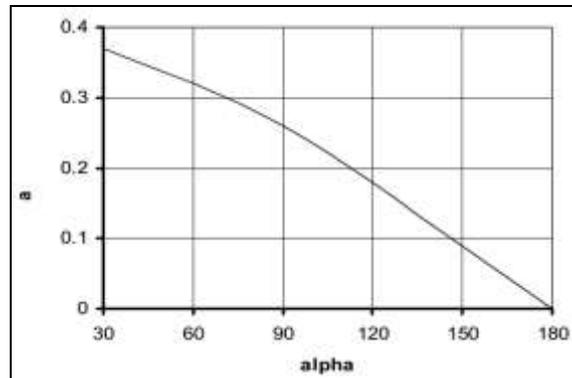


Figure 3.12 : Courbe de CASAGRANDE pour la détermination du paramètre (a)

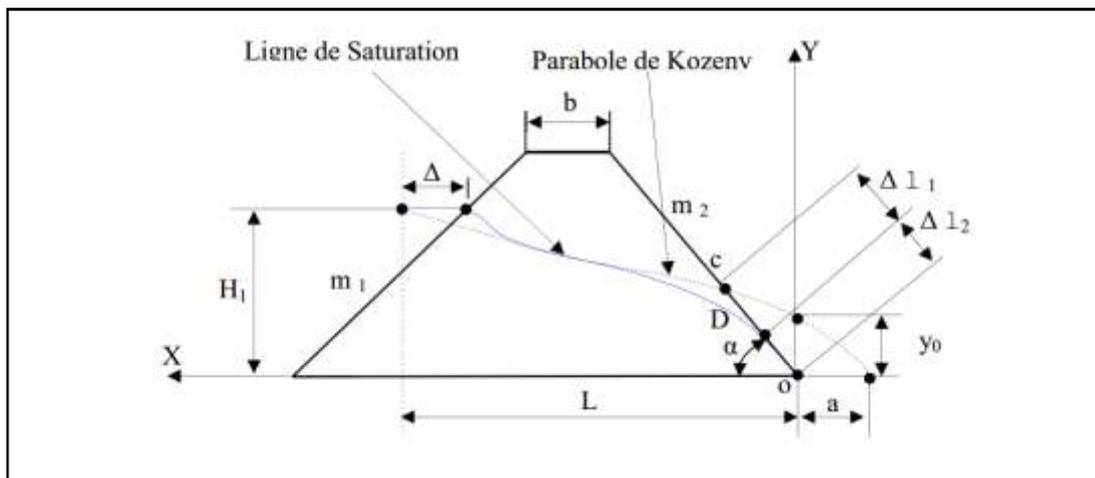


Figure 3.13 : Correction de la ligne de saturation avec le parement aval

3.7.3 Calcul du débit de fuite par infiltration

Le débit de fuite à travers un barrage en terre peut être estimé d'après la loi de Darcy par la formule :

$$q = K_{remb} \cdot S \cdot i = K_{remb} \cdot S \cdot \frac{h}{L_m} \dots \dots \dots \text{Eq. 3.6}$$

- Avec :
- K_{remb}** : Coeff de perméabilité du remblai ;
 - S** : Surface mouillée du parement amont ; $S = \sqrt{b^2 + h^2}$
 - b** : $b = (H - R)(1/tg\alpha_1) \dots \dots \dots \text{Eq. 3.7}$
 - i** : Gradient hydraulique ;
 - h** : Hauteur d'eau à l'amont du barrage ;
 - L_m** : Longueur moyennes des lignes de courant

$$L_m = \sqrt{(d + 0.2b)^2 + (h/2)^2} \dots \dots \dots \text{Eq. 3.8}$$

➤ Cas d'une fondation relativement perméable

• **Cas d'un massif imperméable ancré dans la fondation**

Dans ce cas, représenté à la Figure (3.14), on admet que la longueur moyenne de la ligne d'infiltration est supposée égale à celle de la ligne de contact du massif imperméable avec la fondation perméable. Dans ce cas, le débit de fuite par unité de largeur de fondation perméable est :

$$q = \frac{P \cdot K \cdot h}{E} \dots \dots \dots \text{Eq. 3.9}$$

- Avec, **P** : profondeur de la fondation perméable ;
- K** : perméabilité de la fondation perméable ;
- E** : empattement du massif imperméable ;
- h** : hauteur de la retenue.

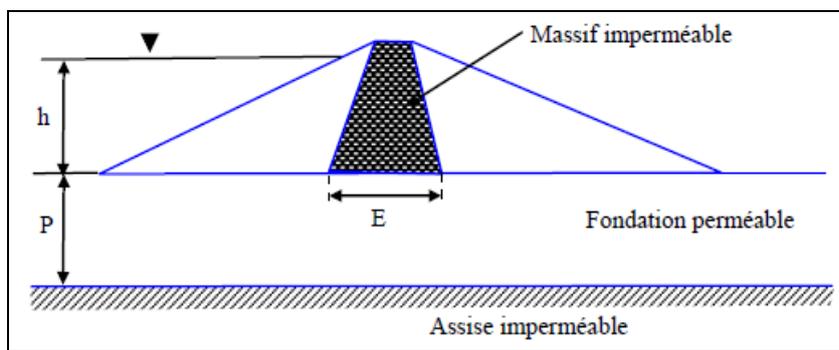


Figure 3.14 : Débit de fuite - cas du massif imperméable sans ancrage

▪ **Cas d'un massif imperméable ancré dans la fondation**

Soit F la profondeur d'ancrage (Figure 3.15). Le débit d'infiltration à travers l'assise est alors :

$$q = \frac{1}{2} K \cdot h \cdot \log \frac{\frac{2P}{E} + \sqrt{1 + 4 \frac{P^2}{E^2}}}{\frac{2F}{E} + \sqrt{1 + 4 \frac{F^2}{E^2}}} \dots \dots \dots \text{Eq. 3.10}$$

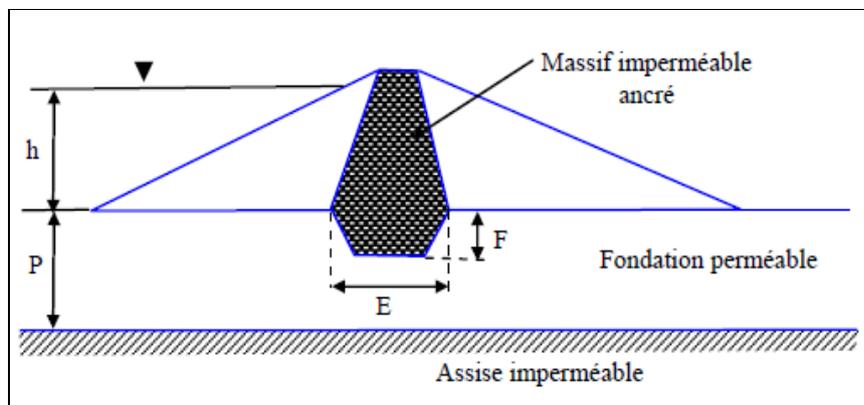


Figure 3.15 : Débit de fuite - cas du massif imperméable ancré

3.7.4 Calcul du débit d'infiltration par réseau d'écoulement

Le calcul du débit de fuite est basé sur la loi de Darcy, sur la figure (3.16) la ligne phréatique passe de H à h d'où on aura l'expression suivante du débit :

$$q = k \times i \times \Delta S = k \cdot \frac{\Delta H}{\Delta L} \Delta S \dots \dots \dots \text{Eq. 3.11}$$

Avec :

La perte de charge : $\Delta H = H - h$

La longueur de l'écoulement : $\Delta L = L$

Le gradient hydraulique : $i = \frac{\Delta H}{\Delta L}$

La section moyenne : $\Delta S = \frac{(H+h)}{2}$

Le débit de fuite sera : $q = k \frac{H^2 + h^2}{2L} \dots \dots \dots \text{Eq. 3.12}$

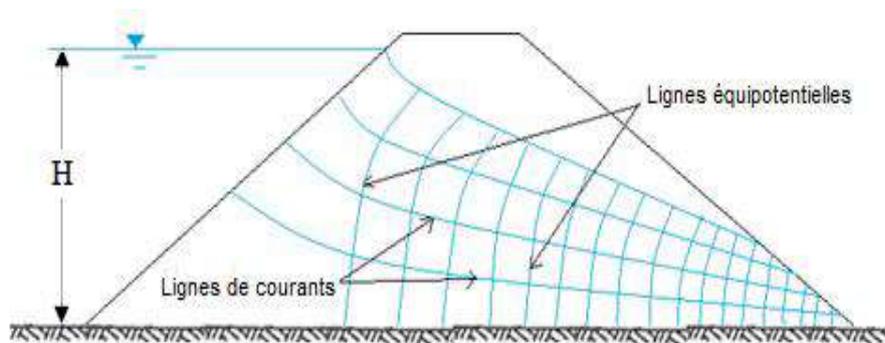


Figure 3.16 : Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène sur sol imperméable sans drain

Considérons une maille (figure 3.17) du réseau de dimension $a \times b$ par unité de largeur tel que :

a : distance entre deux lignes de courants,

b : distances entre deux lignes équipotentielle,

Le débit traversant un quadrilatère est donné par :

$$\Delta q = k \cdot i \cdot dS = k \cdot \left(\frac{\Delta h}{b}\right) \cdot (a \cdot 1ml)$$

Donc le débit traversant un tube de courant « i »

$$\text{sera : } q_i = \Delta q = k \cdot \Delta h \cdot \frac{a}{b}$$

Δh étant la perte de charge élémentaire.

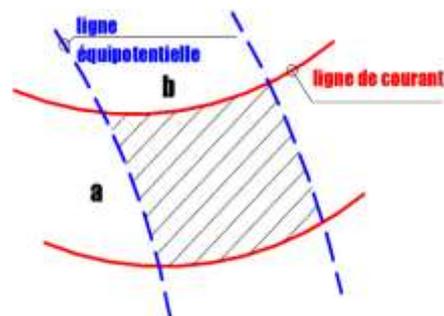


Figure 3.17 : Une maille du réseau d'écoulement

Si on appelle : **N_h** : nombre d'intervalles entre les lignes équipotentielle ;

N_c : nombre de tubes de courant (de canaux) ;

La perte de charges totale entre la 1^{ère} et la dernière ligne équipotentielle est :

$$\Delta H = N_h \cdot \Delta h \Rightarrow \Delta h = \frac{\Delta H}{N_h}$$

Le débit total de fuites du coté amont vers le coté aval est donné par la relation :

$$Q = N_c \cdot dq = k \cdot \Delta H \cdot \left(\frac{N_c}{N_h}\right) \cdot \left(\frac{a}{b}\right) (m^3/s)/ml$$

En général, les réseaux d'écoulement sont tracés avec : a=b

Dans ce cas, le débit total est :

$$Q = k \cdot \Delta H \cdot \left(\frac{N_c}{N_h}\right) (m^3/s)/ml$$

Ce calcul a été effectué par unité de longueur. Pour une digue de longueur **L**, le débit de fuite total est :

$$Q = k \cdot \Delta H \cdot \left(\frac{N_c}{N_h}\right) \cdot L (m^3/s) \dots\dots\dots Eq. 3.13$$

La méthode de calcul exposée si dessus est générale. D'autres méthodes (voir §3.7.2) tenant compte de l'angle (α) que fais le talus aval avec l'horizontale et basées également sur la loi de Darcy sont appliquées pour le calcul du débit de résurgence.

Tableau 3.3 : Les débits de résurgences en fonction de l'angle (α)

	$\alpha < 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$
Le débit Q	$Q = K \cdot b \cdot \sin^2 \alpha \dots\dots Eq. 3.14$ Avec : $b = \Delta l_2 = \frac{\sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cdot \cot^2 \alpha}}$	$Q = K \cdot y_{0w} \dots\dots Eq. 3.15$ y_0 est l'ordonnée du point de sortie de la surface libre.

➤ **La méthode de PAVLOVSKY**

Pour une infiltration avec une charge d'eau aval, PAVLOVSKY divise le massif en trois zones selon la figure (3.18). Il assume un écoulement horizontal en zone I, II et III avec l'application de la loi de Darcy $dq = k \cdot i \cdot \Delta S$.

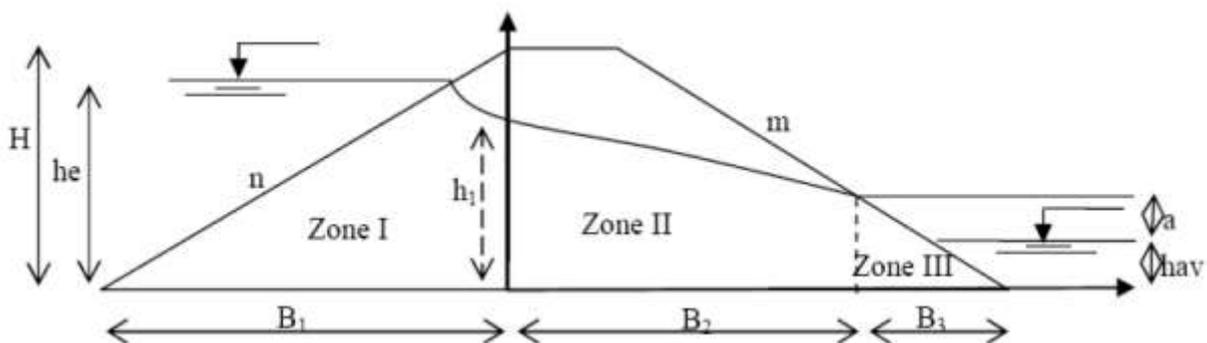


Figure 3.18 : Schéma de partage en zone selon PAVLOVSKY

Après tout calcul les débits de fuites seront donnés par les formules suivantes :

$$\text{Zone I : } Q_1 = \frac{k \cdot (h_e - h_1)}{n} \ln\left(\frac{H}{H - h_1}\right) \dots\dots\dots Eq. 3.16$$

$$\text{Zone II : } Q_2 = \frac{k (h_1^2 - (h_{av} + a)^2)}{2 B_1} \dots\dots\dots \text{Eq. 3.17}$$

$$\text{Zone III : } Q_3 = k \cdot \frac{a}{m} \left[1 + \ln \left(\frac{h_{av} + a}{a} \right) \right] \dots\dots\dots \text{Eq. 3.18}$$

3.7.5 Calcul de la Pression interstitielle

Quand on dispose de réseau d'équipotentiels, il est facile d'en déduire la pression de l'eau en tout point.

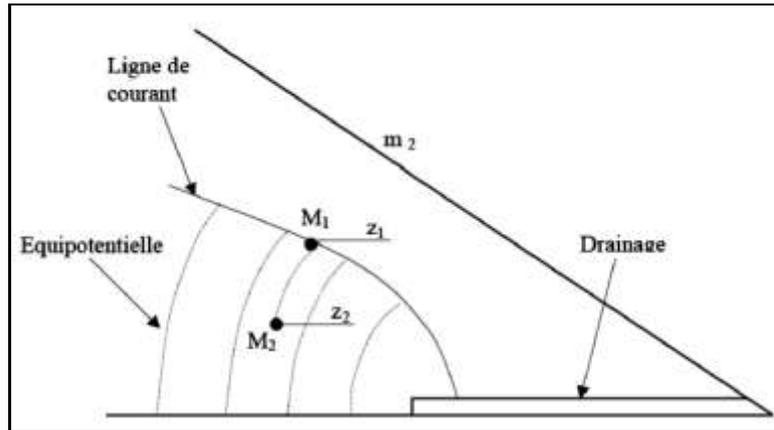


Figure 3.19 : Détermination de la pression interstitielle

D'après la Figure (3.19) la charge hydraulique au point M₂ est égale à :

$$H_{M_2} = \frac{U_{M_2}}{\gamma_w} + Z_{M_2} \dots\dots\dots \text{Eq. 3.19}$$

H_{M₂} et Z_{M₂} : Sont respectivement la charge totale de l'eau et la côte du point M₂ par rapport à un plan arbitraire fixé.

U_{M₂} : La pression piézométrique au point M₂.

γ_w : Poids volumique de l'eau ; γ_w = 10(KN/m³).

D'où on tire : $U_{M_2} = (H_{M_2} - Z_{M_2}) \cdot \gamma_w$

De même $U_{M_1} = (H_{M_1} - Z_{M_1}) \cdot \gamma_w$ et comme $U_{M_1} = 0$ (le point M₁ se trouve sur la ligne de saturation) ; D'où on trouve : $H_{M_1} = H_{M_2} = Z_{M_1}$

Alors la pression au point M₂ se calcule par :

$$U_{M_2} = (Z_{M_1} - Z_{M_2}) \cdot \gamma_w \dots\dots\dots \text{Eq. 3.20}$$

➤ **Le phénomène de renard**

Cette pression doit être minimisée pour des raisons de stabilité. En effet, si cette pression est trop élevée, cela signifie qu'il y a beaucoup d'eau, il y a alors un risque de formation de renards (Figure 3.20) ; surtout dans la partie amont qui est en général la plus soumise à de forts gradients hydrauliques.

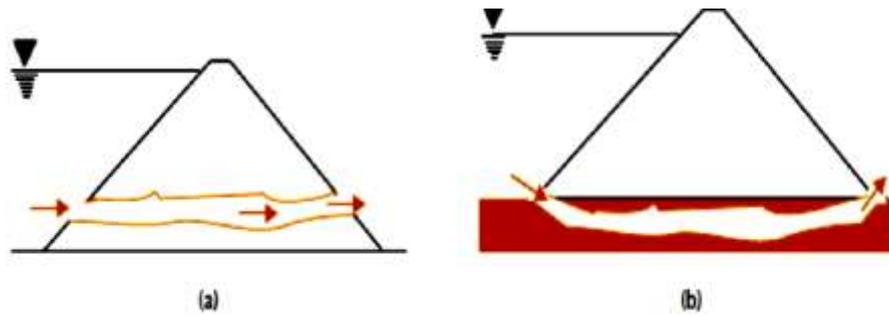


Figure 3.20 : Phénomène de Renard - (a) : dans le corps de l'ouvrage ;
(b) dans la fondation

Un phénomène de renard intervient lorsque la force d'écoulement (figure 2.21) est **ascendante** et de module supérieur au module de la force de pesanteur, c'est à dire quand le gradient hydraulique dépasse la valeur critique :

$$i = \frac{\gamma_i}{\gamma_w} = \frac{\text{Poids volumique immergé du terrain}}{\text{Poids volumique de l'eau}} > i_{cr} \dots\dots\dots \text{Eq. 3.21}$$

Les grains en surface sont alors entraînés. Les grains situés en dessous ne supportant plus le poids des grains supérieurs, sont entraînés à leur tour. Il se forme un petit tunnel où la circulation des eaux est aisée. La distance de percolation à travers le terrain diminue, le gradient hydraulique augmente ce qui va accentuer l'effet de renard qui va alors déboucher dans la retenue amont. Une fuite brutale et énorme va alors être déclenchée et va amener à la destruction du barrage.

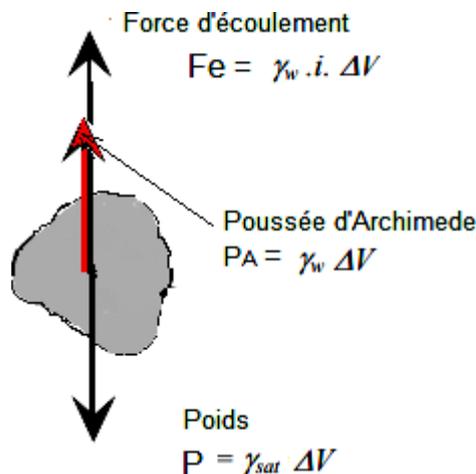


Figure 3.21 : forces appliquées sur un grain du sol saturé

On définit le gradient hydraulique critique, i_{cr} , pour lequel la résultante des forces est nulle et donc les grains du sol à la limite d'être entraînés.

A la limite : $P = P_A + P_e$ d'où : $\gamma_{sat} \cdot \Delta V = \gamma_w \cdot \Delta V + i_{cr} \cdot \gamma_w \cdot \Delta V$

$$\Rightarrow i_{cr} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \dots\dots\dots \text{Eq. 3.22}$$

Avec : γ' : Poids volumique déjaugé du terrain ; $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \dots\dots\dots \text{Eq. 3.23}$

γ_{sat} : Poids volumique du terrain saturé.

Ceci n'est possible que si les particules du sol sont fines et qu'elles puissent migrer à travers les vides du massif dont la granulométrie n'est pas uniforme. Les sols les plus dangereux sont donc les silts fins.

➤ **Méthodes de préventions**

Pour empêcher l'érosion interne d'un barrage, il faut réduire le gradient hydraulique le long de la ligne de cheminement. Comme la hauteur d'eau H_e est imposée, c'est la longueur L des cheminements qui est le paramètre essentiel.

LANE distingue les cheminements verticaux de longueur L_V et les cheminements horizontaux de longueur L_H . Sa règle empirique exprime la condition pour qu'un renard ne se forme pas s'écrit :

$$L_V + \frac{L_H}{3} \geq c \cdot H_e \dots\dots\dots \text{Eq. 3.24}$$

Le paramètre (c) est un coefficient dont les valeurs minimales varient suivant la nature du terrain (Tableau 3.4).

Tableau 3.4 : Coefficient de LANE en fonction de la nature de terrain [3]

Nature du terrain	c
Sables fins et limons	8,5
Sables fins	7
Sables moyens	6
Gros sables	5
Petits graviers	4
Gros graviers	3
Mélange de gravier et de gros galets	2,5
Argile plastique	3
Argile consistante	2
Argile dure	1,8

Pour prévenir l'érosion interne dans un barrage en terre, des précautions doivent être prises pendant de la construction pour maîtriser les gradients d'écoulement et empêcher l'expulsion des fines.

3.8 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

3.8.1 Critères de dimensionnement

Pour l'étude des déversoirs d'un barrage en général et d'une retenue collinaire en particulier, il faut en premier lieu :

- ◆ Etablir la crue maximale à prendre en compte
- ◆ Évaluer, au plan économique, l'opportunité d'évacuer en aval du barrage la totalité du débit de crue au moyen d'ouvrages de déversement appropriés.

3.8.2 Calculs hydrauliques du déversoir

La capacité d'évacuation est contrôlée par le déversoir situé dans la partie amont de l'évacuateur. Les parties aval (chenal, coursier, ...) doivent être conçues pour évacuer le débit du déversoir sans perturber le régime d'écoulement. Le débit du déversoir est fonction de la charge sur le seuil et du profil de la crête. Le profil Creager est généralement adopté puisqu'il conduit à une lame déversante qui adhère à la forme de ce profil.

➤ Déversoir frontal

Les dimensions d'un déversoir frontal sont déterminées à partir de la formule suivante :

$$Q = C \cdot L_d \cdot h_1^{3/2} = \mu \cdot (2g)^{1/2} \cdot L_d \cdot h_1^{3/2} \dots\dots\dots \text{Eq. 3.25}$$

Avec : **Q** : Débit (en m³/s) ;

g : Accélération de la pesanteur (= 9.81 m/s²) ;

L_d : Longueur déversante (en m) ;

h₁ : Charge sur le déversoir (en m) (figure 3.22) ;

C : Coefficient défini par : $C = \mu \sqrt{2g} = 4.429\mu$

μ : Coefficient de débit qui dépend notamment de l'épaisseur B du déversoir par rapport à la charge h₁, et de la forme de la crête du déversoir (figure 3.22 et 3.23) [3], [19], Avec :

μ = 0.385 pour un Déversoir Large

μ = 0.40 pour un Déversoir Mince

μ = 0.48 pour un Déversoir Normal (Profil Creager)

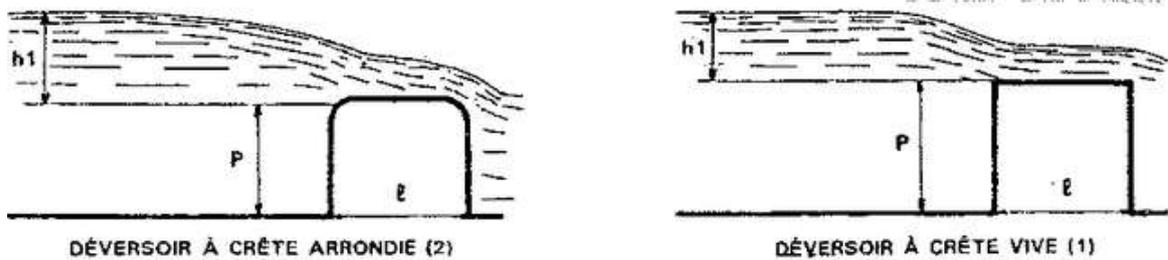


Figure 3.22 : Différents types de la crête d'un déversoir épais [3]

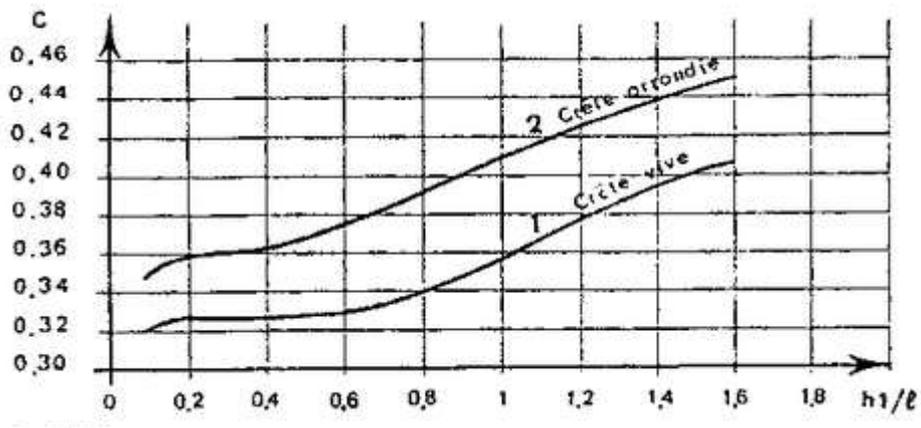


Figure 3.23 : Coefficient de débit d'un déversoir [3]

Exemple : pour un déversoir de $L_d = 3 \text{ m}$; $h_1 = 1 \text{ m}$ et $\mu = 0.385$

On trouve par l'équation (3.25) un débit déversant de : $Q = 5,12 \text{ (m}^3/\text{s)}$

Dans la plupart des cas dans le grand Lyon, le débit capable de la surverse doit être supérieur à la crue centennale [e].

▪ **Formule de l'orifice**

Elle permet de déterminer le débit maximal en charge d'un orifice de vidange en fond de bassin. Lorsqu'il n'y a pas de régulateur de débit, le débit de sortie augmente en fonction de la hauteur d'eau selon la formule suivante :

$$Q = m \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots\text{Eq. 3.26}$$

<p>Avec :</p> <ul style="list-style-type: none"> ◆ m = coefficient dépendant de la forme de l'orifice. Pour un orifice circulaire mince ($m=0,62$) ◆ S = section de l'orifice (en m^2) ◆ H = charge hydraulique (en m) ◆ g = accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$) 	
--	--

Ce qui se traduit par **exemple**

Pour une conduite de diamètre de **200 mm** et de charge de 3 m ; la section sera :

$$S = S = \pi \cdot d^2 / 4 = 0,03141 \text{ m}^2 \text{ ce qui donne un débit de :}$$

$$Q = m \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} = 0,62 \cdot 0.03141 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 3} \Rightarrow Q = 0.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.9 Critères de dimensionnement de la vidange de fond

Les conduites en charge fonctionnent sous pression. Il est important de s'assurer de leur étanchéité absolue, car toute fuite dans le barrage en terre pourrait introduire des pressions interstitielles et entrainer ainsi la formation du phénomène de renard.

En cas de **fondations rigides**, on utilise souvent les conduites en acier enrobées de béton. Par contre, pour les fondations meubles, on prévoit une couche de bitume au contact terre-béton.

Afin d'avoir une meilleure construction, on pose les conduites soudées sur un lit de mastic bitumeux (sable + bitume), assez fluide puis, on compacte le remblai contre et par-dessus la conduite.

Le diamètre des conduites est calculé en fonction de débit à évacuer, cependant **les vitesses** admissibles sont de **3 à 7 m/s** [3] (page 155).

- ◆ Pour les petits ouvrages, on adopte des diamètres de 300 à 600 mm ;
- ◆ Pour les ouvrages les plus importants (plus de 6 m de hauteur d'eau), il est fortement recommandé d'adopter un diamètre $\geq 800 \text{ mm}$ pour que la conduite soit visitable [3].

Les conduites à écoulement libre sont adoptées pour des ouvrages de grande importance, ou lorsqu'il y a risque de transport solide à travers la vidange.

Ces conduites peuvent être des tuyaux de gros diamètre en acier (0 à 1000 mm), ou des canalisations en béton de type galerie ou ovoïde de 1.3 à 2 m de hauteur.

Les critères habituels de dimensionnement de la conduite de vidange sont :

- Le temps de vidange total de la retenue en trois semaines ;
- La baisse de 50% de la poussée hydrostatique sur le barrage en huit à dix jours ;
- La vitesse d'écoulement dans la conduite en fin de vidange ne doit pas être inférieure à 40 cm/s [3].

Notes :

1. Les conduites de béton armé coulées en place sont une solution couteuse, qui ne doit pas être utilisée pour les fondations rigides, après les vérifications des tassements.
2. Les conduites préfabriquées en tranchées remblayées sont faciles à mettre en place. Elles sont peu couteuses, mais la liaison terre tuyau doit être parfaite.
3. Les conduites préfabriquées enrobées en béton armé coulées à pleine fouille donnent une solution satisfaisante aux problèmes d'infiltrations.
4. Les conduites enrobées en béton bitumeux étanche sont très sécuritaires comme solution, mais elles sont couteuses.

Le diamètre de la conduite est conditionné par ses fonctions, ainsi que la vitesse d'écoulement en fin de vidange. Pour le dimensionnement de la conduite, on utilise l'Abaque représenté sur la figure (3.24) pour des conduites d'une longueur de **20 à 110 m**.

Ce diagramme donne le débit connaissant la charge h , la longueur de la conduite L et le diamètre de la conduite.

Exemple d'application

Pour Une longueur de : $L = 75.85\text{m}$, Une hauteur d'eau dans la retenue de : $h = 11.5\text{ m}$ et Un diamètre de : $D = 400\text{ mm}$,

On obtient de l'Abaque de la figure (3.24), un débit à évacuer de : $Q = 0.95\text{ m}^3/\text{s}$.

Remarque :

Il n'est pas nécessaire de faire une vérification de la résistance de la conduite aux sollicitations mécaniques, car l'acier possède des propriétés élastiques, qui lui permettent de suivre la courbe de tassement.

Exemple

L'étude de régularisation d'un Barrage a permis au stade du projet de déterminer :

- Capacité à la retenue normale : 110 millions de m^3 ;
- Tranche morte : 7,5 millions de m^3 ;
- La prise de la vidange de fond du barrage est calée à la côte 30 m correspondant au volume de la retenue normale.

Calculer le débit d'équipement de la vidange de fond pour pouvoir vidanger la retenue pleine dans une durée maximale de **7 jours**.

Solution

Le volume total à vidanger (volume utile) est de : $V_U = V - V_S = 110 - 7,5 \Rightarrow V_U = 102,5 \text{ Mm}^3$
 Ce volume doit être vidangé pendant **7 jours** au maximum, il faut donc un débit d'équipement minimal de : $Q = V/t_{vid} = 102.5 / 7.24 \cdot 3600 \Rightarrow Q = 169.48 \text{ m}^3/\text{s}$

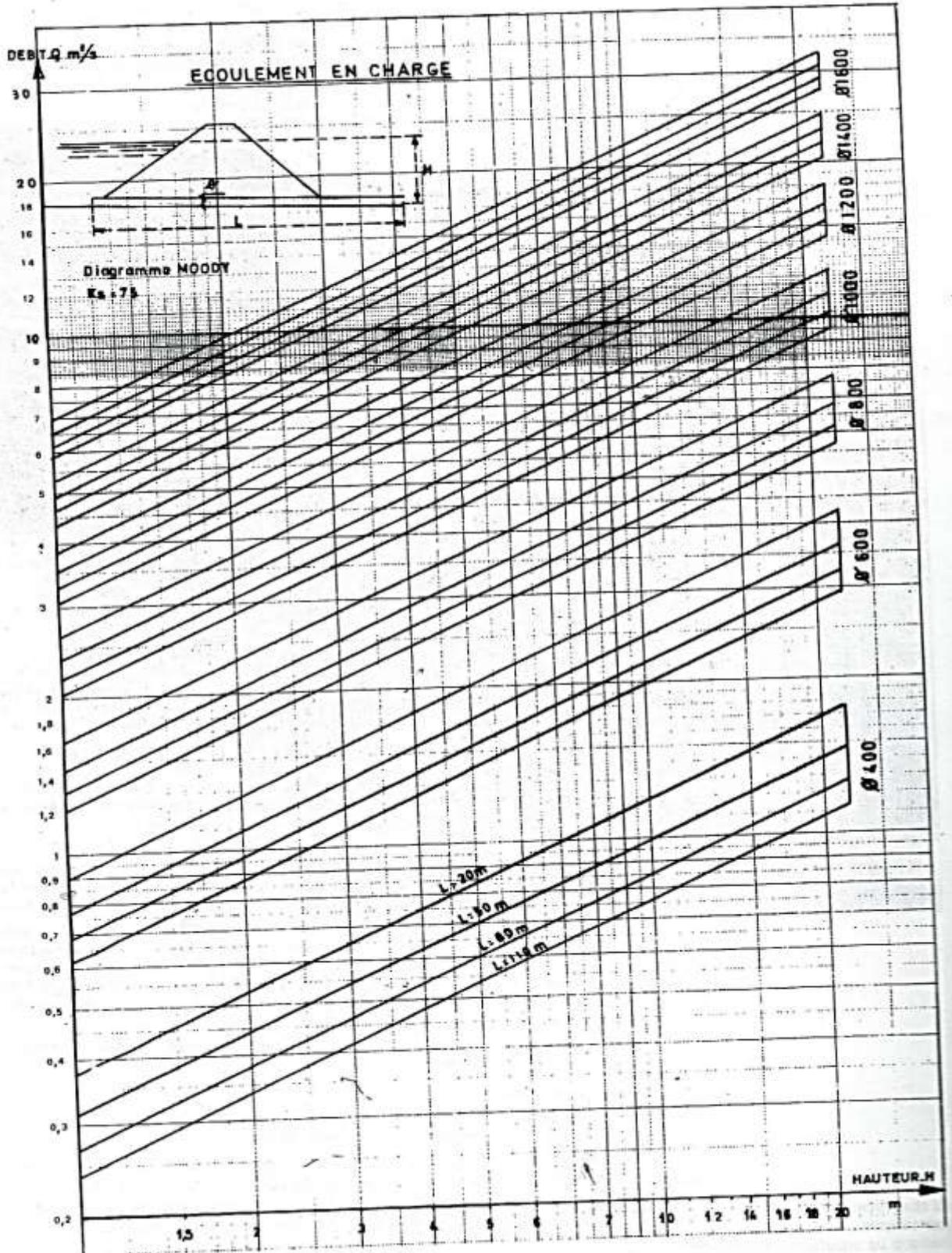


Figure 3.24 : Abaque pour le choix d'une conduite de vidange à écoulement en charge [3]

3.10 Calcul du rendement de la digue

Il est important pour évaluer la fiabilité de la faisabilité de la retenue dans ce site. Le rendement de la digue est estimé par la formule suivante :

$$\eta = \frac{V_e}{V_t} \dots\dots\dots\text{Eq. 3.27}$$

Ou : $V_t = [0.8 H^{2/6}]^{b_{cr}+2} B \dots\dots\dots\text{Eq. 3.28}$

Avec :

- V_e : volume d'eau de la retenue en (m³) ;
- V_t : volume de terre de la digue (m³) ;
- H : hauteur de la digue en (m) ;
- b_{cr} : largeur de la crête en (m) ;
- B : emprise de la digue en (m) ;
- η : Rendement de la digue, doit être compris entre 3 et 10

Exemple d'application

Si on a un barrage en terre de : hauteur $H = 14.04 \text{ m}$; largeur de la crête $b = 5.65 \text{ m}$; emprise de la digue $B = 75.85 \text{ m}$ et un volume d'eau de la retenue $V_e = 64173.11 \text{ m}^3$.

Le rendement de la digue sera :

AN : $V_t = [0.8 H^{2/6}]^{b+2} B = 11597.92 \text{ m}^3$

$$\eta = \frac{V_e}{V_t} = \frac{64173.11}{11597.92} = 5.53 < 10 \text{ Donc la retenue à un bon rendement.}$$

3.11 Dimensionnement des dispositifs de protection contre les effets de l'eau

Les talus doivent être protégés contre les dangers naturels : l'érosion provoquée par le battillage des vagues, le ruissellement des eaux de pluie, l'action des vents.

On opte pour une protection en enrochement, cette protection consiste à la réalisation de couches d'épaisseurs prédéterminées de blocs de pierre de dimensions appropriées (rip-rap).

3.11.1 dispositif de protection du talus (e)

Le calcul de l'épaisseur de la couche de protection du talus (e) se fait par les formules ci-dessous :

1) *Formule de TENESSE* : (formule théorique).

$$e = c' \cdot v^2 \dots\dots\dots\text{Eq. 3.29 , avec :}$$

- e : épaisseur de la couche de protection en (m).
- v : vitesse des vagues en (m/s).
- c' : coefficient qui dépend de la pente des talus et du poids spécifique de l'enrochement, il est donné par le tableau (3.5) ci-après ;

Tableau 3.5 : Coefficient (c') du calcul de la protection des talus

Pente du talus	Valeur de « c' » pour différent δ (t/m³)		
	δ = 2,50	δ = 2,65	δ = 2,80
1/12	0.024	0.022	0.020
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

2) Formule de CHANKIN

$$e = 1.7 \cdot h_v \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{\sqrt{\lambda_1^2 + 1}}{\lambda_1(2 + \lambda_1)} \dots\dots\dots \text{Eq. 3.30}$$

Avec : **h_v** : hauteur des vagues.

γ : Poids volumique du rip rap.

γ_w : Poids volumique de l'eau chargée = 1,2 t/m³

λ₁: Fruit du parement amont.

3) Formule de PICKIN

$$e = \frac{k \cdot 0.178 \cdot h_v}{\gamma - \gamma_w} \cdot \sqrt{1 + \frac{\lambda_1^2}{\lambda}} \dots\dots\dots \text{Eq. 3.31}$$

K : coefficient de sécurité varie entre 1,2 ÷ 1,5

4) Formule en fonction de la hauteur des vagues

Les ingénieurs de l'USARMY utilisent de préférence le tableau (3.6), donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau 3.6 : Epaisseur minimum de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues [3], [21]

Hauteur des vagues (m)	Épaisseur minimum de la couche d'enrochement (m)	D _{50min} d'enrochement (m)
0 à 30	0,30	0,20
0,30 à 0,60	0,40	0,25
0,60 à 1,20	0,45	0,30
1,20 à 1,80	0,55	0,40
1,80 à 2,40	0,70	0,45
2,40 à 3,00	0,80	0,55

Exemple :

Si on donne une hauteur des vagues de : $h_v = 0.79$, l'épaisseur min de la couche d'enrochement sera selon le Tableau (3.5) : $0.6 < h_v < 1.2$ m, on trouve que l'épaisseur min de la couche d'enrochement égale à 0,45m, et le D_{50min} égale à 0,3m.

➤ D'où : $e = 0,45m$; $D_{min} = 0,3m$.

3.11.2 Matériaux filtrants (Drains et fitres)

Lorsque le matériau constructif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction principale est de retenir ces particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

➤ **Critères de conception des filtres et des drains**

La référence usuelle de la matière est celle des règles de Terzagui qui recommande la vérification de 4 critères ci-dessous mentionnés (tableau 3.7) :

Tableau 3.7 : Critères granulométriques pour le choix des filtres

1	$\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{sol\ protégé}} > 4 \div 5$	Critère drainant : Le filtre doit être suffisamment perméable pour évacuer le débit d'infiltration (perméabilité entre filtre et matériau fin soit suffisante)
2	$\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{85}^{sol\ protégé}} \leq 4 \div 5$	Critère filtrant : Ce critère assure que la partie grossière du matériau fin ne sera pas entraînée dans les interstices du filtre.
3	$\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{sol\ protégé}} < 20$	La condition d'uniformité du filtre
4	$\frac{D_{50}^{filtre}}{D_{50}^{sol\ protégé}} < 25$	La condition de parallélisme des courbes granulométrique

Avec :

- **D₁₅** , **D₅₀** et **D₈₅** sont les diamètres correspondant respectivement à 15 % , 50% et 85% de pourcentage de tamisat cumulé.

Ces règles permettent de déterminer un fuseau du filtre connaissant la granulométrie du sol à protéger contre la migration des grains (Figure 3.25). Généralement plusieurs couches de granulométrie croissante vers le drain sont nécessaires pour respecter les critères du filtre.

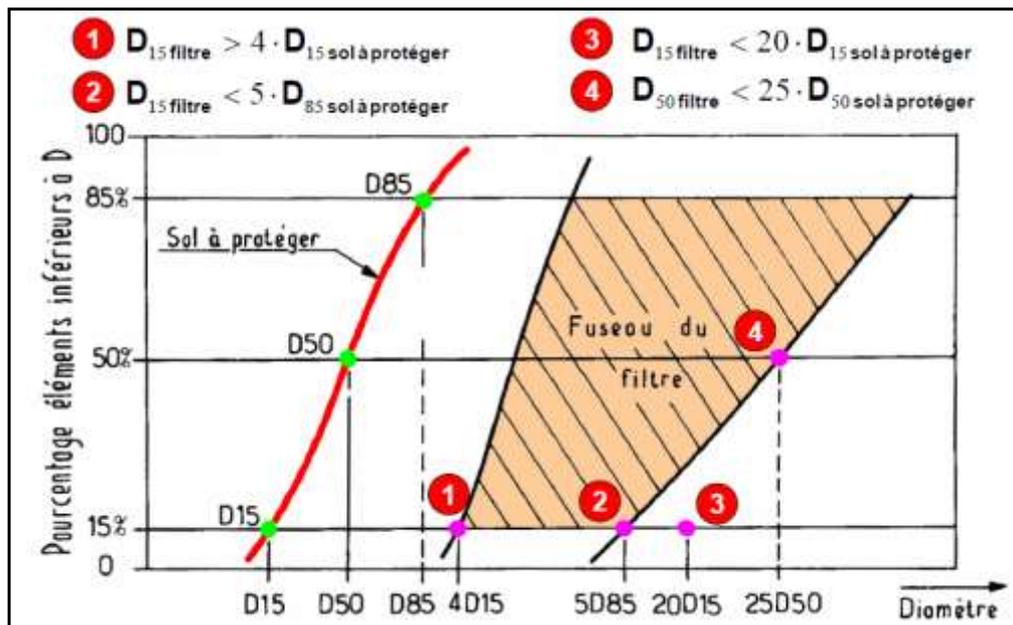


Figure 3.25 : Exemple de fuseau granulométrique de filtre

3.11.3 Epaisseur du filtre

L'épaisseur du filtre ne doit pas être inférieure à 25 cm pour tenir compte des tassements qui se produisent dans tout le remblai. Cette épaisseur doit être toujours supérieure ou égale à **50** fois le diamètre D₁₅ du filtre [3] (page 141).

Si la couche filtrante sert à drainer les eaux d'infiltration, sa capacité drainante doit être plus grande que le débit qui traverse le remblai et peut être vérifiée à l'aide de la loi de Darcy.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables----- 0,15 m
- Couches horizontales de graviers ----- 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées ----- 1,00 m

3.12 Les fondations et les traitements à adopter

Une fondation doit garantir un support stable pour le corps du barrage dans toutes les conditions de charge et d'humidité du remblai. De plus, elle doit limiter les infiltrations en vue d'éviter les fuites excessives de l'eau stockée et le risque de siphonnement.

Les fondations peuvent être perméables ou imperméables. Les fondations perméables ne posent généralement aucun problème de stabilité ou de tassement, tandis que les fondations imperméables éliminent les problèmes liés aux infiltrations.

En règle générale, il est toujours possible d'intervenir sur les fondations pour améliorer leur stabilité ou réduire les fuites. Cependant, **chaque intervention doit être choisie avec soin**, en évitant les solutions complexes qui ne se justifient pas pour un petit ouvrage de retenue.

Les interventions systématiques sur les fondations comprennent :

- ◆ **Le décapage** sur une épaisseur d'environ **0,50 m** (jusqu'à atteindre la fondation imperméable) ;
- ◆ Si la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage, la solution consiste à réaliser **une tranchée d'ancrage** qui permet.
 - 1) D'assurer une bonne **liaison** entre la fondation et le corps de la digue,
 - 2) Dans le cas de fondation légèrement perméables, la trajectoire des courants d'infiltrations augmente ; ce qui permet d'éviter les risques de **renard** (érosion régressive),
 - 3) Dans le cas de fondation perméable, **l'étanchéité** est assurée lorsqu'elle descend jusqu'à une couche imperméable,

La profondeur de l'ancrage peut être calculée par la formule de Lane suivante :

$$H_{ancrage} = Max \left(L_v + \frac{1}{3} L_h, c.H \right) \dots \dots \dots Eq. 3.32$$

Avec,

- ◆ **L_v** et **L_h** sont respectivement les longueurs des cheminements des courants d'infiltrations verticaux et horizontaux ;
- ◆ **H** : Charge d'eau ;
- ◆ **c** : Coefficient fonction de la nature du terrain de fondation (voir tableau 3.4)

Pour mieux illustrer les types de traitement à adopter dans les différents cas, il est opportun de distinguer les trois types de fondation selon la nature des terrains et donc leur perméabilité :

- 1) Matériaux rocheux
- 2) Matériaux granulaires grossiers (sables et graviers)
- 3) Matériaux fins et très fins (limon et argile)

3.12.1 Les fondations en matériaux rocheux

Souvent, ces fondations ne posent pas de problèmes de résistance, mais elles sont caractérisées par une perméabilité élevée. Dans ce cas, il est **déconseillé** de recourir à **un écran d'injection**, car son coût, sa technique sophistiquée et les délais de réalisation importants ne se justifient pas pour ce type de retenue. Il est **préférable de prolonger et/ou d'approfondir le dispositif d'étanchéité du remblai**. Le cas échéant, lorsque l'économie du projet le permet, **un tapis imperméable** (comme un géotextile, par exemple) peut être installé sur toute la surface du bassin de retenue.

3.12.2 Les fondations en matériaux granulaires grossiers

Ces fondations posent des problèmes liés aux **fuites d'eau par infiltration**, ce qui impacte l'économie de l'ouvrage en raison des pertes d'eau importantes. Ces infiltrations entraînent le déplacement des particules les plus fines de l'assise aval, ce qui réduit la stabilité de l'ouvrage et peut conduire à l'écroulement total de la digue.

Parmi les nombreuses solutions qui peuvent être adoptées, nous distinguons :

- a) La tranchée d'ancrage (Figure 3.24. a)
- b) Le tapis imperméable amont (Figure 3.24. b)
- c) Les tapis imperméable et tranchée drainant (Figure 3.24. c)

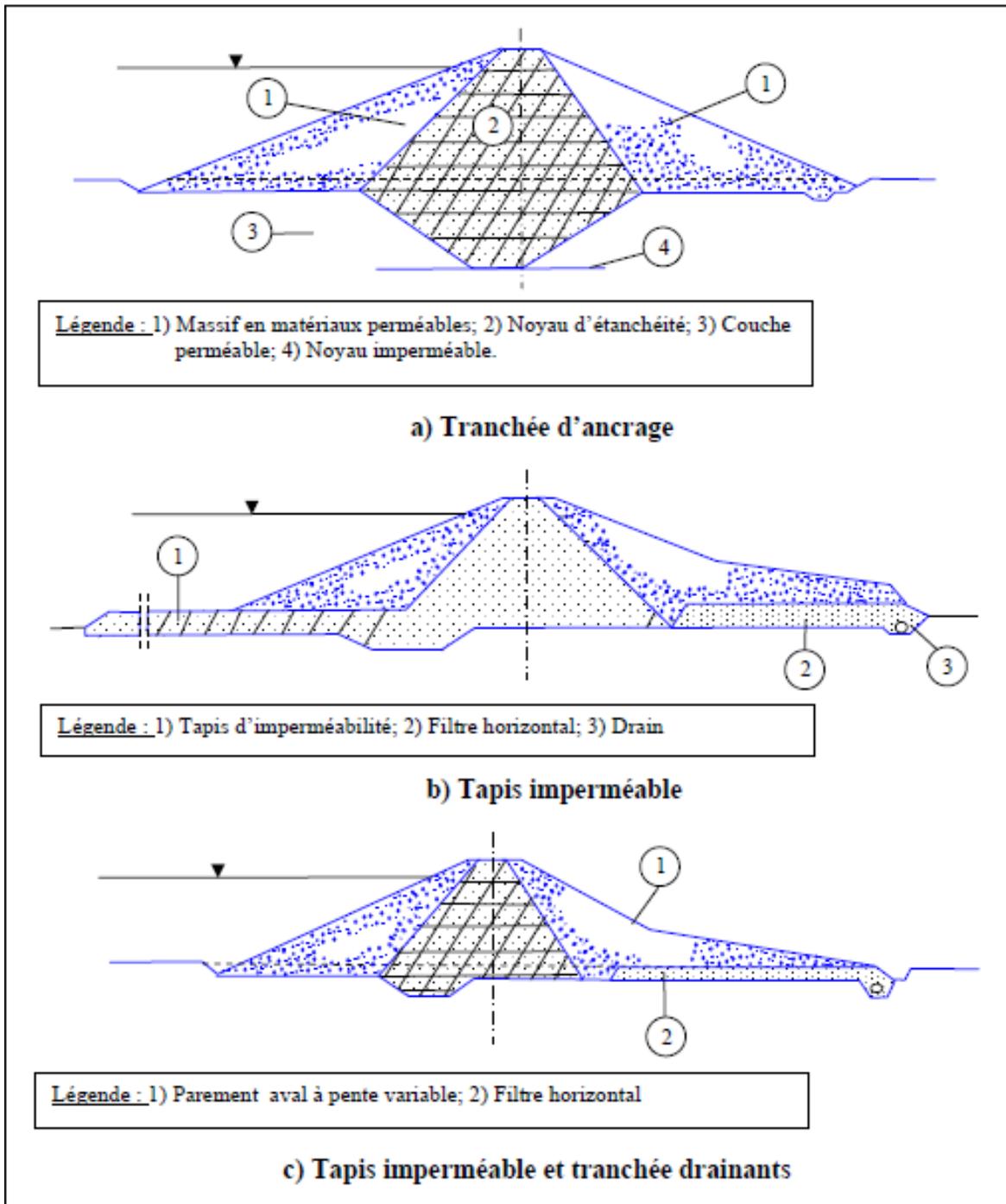


Figure 3.26 : Quelques Solutions pour réduire les infiltrations : Cas de fondation en matériaux granulaires grossiers (PNUD/OPE, 1987) [20]

3.12.3 Les fondations en matériaux fins à très fins

Ces fondations sont généralement suffisamment imperméables, mais elles peuvent présenter des problèmes de stabilité. Les traitements à mettre en œuvre pour prévenir les risques d'écrasement dus à des charges excessives dépendent strictement de la nature des sols, du niveau de la nappe phréatique et du degré de cohésion des grains. Ces fondations peuvent être classées en deux types : saturées et non saturées.

a) Fondations saturées

Ces fondations présentent une capacité limitée à la résistance aux charges transmises par le corps du barrage. Plusieurs traitements peuvent être appliqués :

- ◆ **Excavation** des matériaux de mauvaise qualité lorsque leur volume est réduit ;
- ◆ Construction de **drains** verticaux facilitant la **consolidation** des fondations sous l'effet des charges transmises par le remblai ;
- ◆ Réduction des **pent**es des talus de la digue afin d'**allonger** les surfaces de glissement potentielles (voir Figure 3.25).

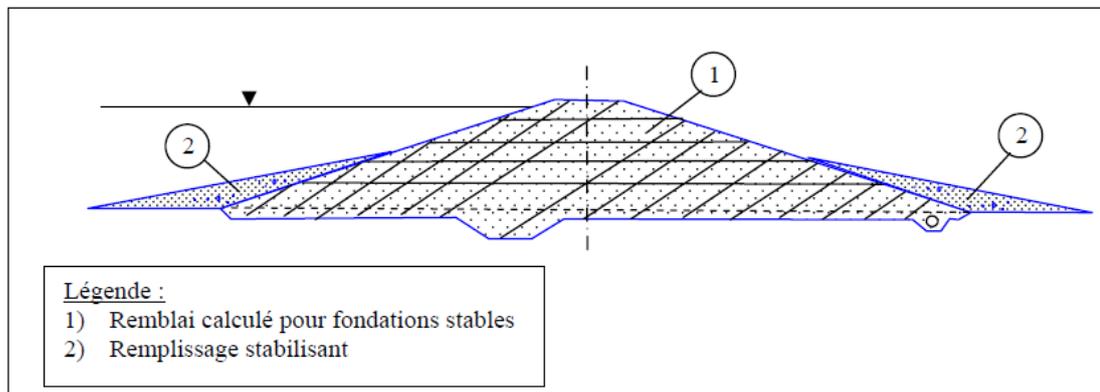


Figure 3.27 : Remplissage stabilisant pour réduire les infiltrations : cas des fondations fines saturées (PNUD/OPE, 1987) [20]

b) Fondations non saturées

Les fondations non saturées sont bien adaptées à la réalisation de petits barrages. Cependant, il arrive que des sols à faible densité, une fois saturés par les eaux de la retenue, se tassent sensiblement, provoquant des dégâts importants (rupture de la portion imperméable du remblai, réduction excessive de la revanche, etc.). Ces tassements peuvent être réduits par le décapage des couches superficielles ou par la consolidation des sols avant et pendant la construction du remblai.



Chapitre IV
Pathologie et techniques de confortement
des barrages en terre

Chapitre IV : Pathologie et techniques de confortement des barrages en terre

4.1 Causes de rupture d'un barrage

On décrit une rupture de barrage en terre comme la destruction ou le mouvement d'une partie de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant inapte à retenir l'eau. Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres

4.1.1 Des problèmes techniques

Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs.

4.1.2 Des causes naturelles

Peuvent être dues par :

- des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue déca millénaire. Les barrages en terre ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements.
- Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture.
- Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). En France, le risque sismique est systématiquement pris en compte lors de la conception des ouvrages, même s'il est peu élevé. Les ruptures de barrages dues aux séismes sont d'ailleurs très rares.

4.1.3 Des causes humaines

Peuvent s'agir des études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre.

4.2 Sécurité des barrages

Tous les barrages sont différents en raison de leur forte dépendance des conditions particulières, de fondation notamment ; tous sont donc des prototypes. Les leçons des accidents ou simplement des dysfonctionnements doivent être tirées de la manière la plus large possible. La diffusion, au niveau mondial, de toutes ces informations, est assurée de manière efficace par la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) qui réunit tous les professionnels : concepteurs, entrepreneurs, exploitants et organismes nationaux de contrôle.

4.2.1 Statistiques mondiales globales

La CIGB a publié des statistiques mondiales sur les accidents survenus à des grands barrages (plus de 15 m). Malgré la diversité des types de barrages et des circonstances particulières à chaque accident, il est possible de faire apparaître quelques grandes tendances.

En moyenne, la probabilité de rupture d'un barrage, quels que soient son type, son âge ou le pays dans lequel il est construit, est de l'ordre de $2 \cdot 10^{-5}$ par an. Cela peut sembler très faible, mais représente néanmoins un accident par siècle dans un pays qui, comme la France, possède 500 barrages. Tous les accidents ne donnent heureusement pas lieu à pertes de vies humaines, surtout à l'époque actuelle, grâce en particulier aux moyens de prévention et d'alerte qui se généralisent.

On peut chercher à classer la fréquence et la gravité des accidents en fonction des causes premières, des circonstances et des types de barrages.

4.2.2 Importance relative des causes de rupture

Il est significatif que la quasi-totalité des ruptures soit directement liée à un phénomène naturel non conforme aux prévisions faites au moment du projet ; les cas de défaillance de la structure du barrage sont rares, surtout à l'époque récente ; cela vaut pour tous les types de barrages.

➤ Causes hydrologiques

La sous-estimation du volume et du débit des crues exceptionnelles que chaque ouvrage peut être amené à supporter dans sa vie est un défaut très fréquent des projets les plus anciens ; cela se produit encore dans les pays dont le régime hydrologique n'est étudié que depuis peu de temps. La gravité des conséquences est très variable selon le type d'ouvrage, quoi qu'il en soit, on constate que les projets récents sont conçus pour supporter des crues bien plus importantes, et que beaucoup de barrages anciens ont été modifiés pour offrir une sécurité accrue de ce point de vue.

➤ Causes géotechniques

Pendant longtemps, on a considéré que la fondation d'un barrage était essentiellement sollicitée par les forces directement appliquées par le barrage ; ce n'est que peu à peu, et à la suite d'accidents, qu'on a pris conscience du rôle déstabilisateur prépondérant de l'eau, à travers les forces de sous-pression et de percolation. De ce fait,

les reconnaissances géologiques et géotechniques réalisées à l'appui des projets récents sont beaucoup plus complètes qu'autrefois ; des méthodes d'investigation nouvelles sont apparues (essais mécaniques en sondages, méthodes géophysiques spécifiques) qui complètent la panoplie. Néanmoins, des faiblesses localisées (failles, joints remplis d'argile) échappent encore parfois à l'étude et constituent statistiquement une cause importante de rupture.

➤ **Tremblements de terre**

On craint beaucoup ce type d'évènements, susceptible en principe de provoquer de graves désordres dans les barrages de toutes natures : augmentation des pressions interstitielles dans les remblais, forte amplification des accélérations au niveau de la crête, rôle amplificateur de la retenue. L'analyse du comportement des barrages soumis à des séismes a fait d'énormes progrès ces dernières années, grâce aux codes de calcul aux éléments finis. Ces études semblent confirmer que le risque potentiel d'endommagement grave d'un barrage sous une forte secousse est réel ; et pourtant, l'expérience mondiale indique plutôt que les barrages résistent bien aux tremblements de terre ; plusieurs d'entre eux ont été sévèrement secoués et ont subi des dégâts, mais aucune rupture n'a été constatée à ce jour.

➤ **Défaut des organes de sécurité**

Le plus fréquent est une défaillance des vannes d'évacuation des crues, qu'on ne peut ouvrir à temps pour laisser passer l'eau. Les raisons sont multiples, la plus fréquente est la défaillance de l'alimentation en énergie (lignes coupées par la crue, groupes de secours hors service).

➤ **Défaut de surveillance**

Tout accident est dû à une combinaison de causes ; parmi celles-ci, le manque de surveillance de l'ouvrage est presque toujours invoqué : système d'auscultation mal conçu, hors service ou tout simplement non exploité. Les grands exploitants de barrages estiment qu'une auscultation systématique, régulièrement et instantanément interprétée constitue, avec la surveillance visuelle, la base de la sécurité de leurs ouvrages.

4.2.3 Pathologie grave des barrages des Barrages en remblai

En termes statistiques à l'échelle mondiale, les barrages en remblai, qui sont 5 fois plus nombreux que les barrages en béton (cette proportion a tendance à diminuer, elle n'est que de 2 pour les constructions récentes), ont une probabilité annuelle de rupture de $5 \cdot 10^{-5}$, tous âges confondus. Cette probabilité est 5 fois plus faible.

Pour les ouvrages récents, construits après 1960, que pour ceux qui datent d'avant 1940. L'analyse des causes montre, de manière troublante, que seulement **15 %** des accidents sont liés à des **phénomènes de glissement et d'instabilité**, les seuls qui puissent être bien appréhendés en termes de mécanique ; la grande majorité des ruptures (75 % plus précisément) est liée à **l'érosion régressive par l'eau**, en surface ou à l'intérieur des massifs. Les **10 %** restants sont dus à **des effets divers**.

L'érosion à la suite de la submersion est le point faible de ce type de barrages, qui se trouvent de ce fait bien plus sensibles à une évaluation inadéquate des crues maximales possibles, ou encore à une défaillance des vannes.

Toujours dans le domaine de l'érosion, il faut ajouter la destruction par le phénomène de renard, qui prend sa source soit au contact avec la fondation, soit au contact d'un organe en béton (galerie, mur d'appui), soit encore par fracturation hydraulique du noyau, sous l'effet de tassements différentiels. L'érosion interne ne progresse que si les filtres sont incapables de retenir les éléments de sol. De grands progrès ont été accomplis (1980) dans le domaine des filtres de protection.

L'amélioration constatée de la sécurité offerte par les barrages en remblai résulte directement des progrès, déjà cités, accomplis dans le domaine des études hydrologiques et dans celui des filtres de protection. À cela s'ajoute, de manière plus générale, l'effet d'une surveillance des ouvrages mieux comprise. En la matière, il est recommandé de porter l'attention en priorité sur les débits de fuite, leurs variations anormales, les matériaux solides qu'ils peuvent éventuellement transporter. Une précaution simple, mais malheureusement peu répandue, consiste à faire transiter la totalité des fuites d'un barrage en remblai dans un petit bassin de décantation et de contrôler régulièrement celui-ci ; le contrôle des pressions d'eau est également de quelque intérêt, de ce point de vue.

4.2.4 Circonstances des accidents de barrages

La période critique dans la vie d'un barrage est incontestablement celle de la première mise en eau : les deux tiers des accidents survenus à des remblais, et la moitié de ceux qui ont affecté des barrages en béton, ont eu lieu lors du premier remplissage du réservoir. C'est bien pour cela que la surveillance est, normalement, renforcée pendant toute la phase de montée du plan d'eau jusqu'au niveau de retenue normale ; de même, la surveillance doit aussi être renforcée lorsque sont annoncées des crues telles que la cote de retenue risque d'atteindre des valeurs non encore expérimentées. De plus, chaque fois que c'est possible, on programme la vitesse de premier remplissage, avec des « paliers », périodes de quelques semaines au cours desquelles le niveau d'eau est maintenu constant pour mieux observer la réaction du barrage et de sa fondation, avant de poursuivre. Cette pratique est obligatoire en France.

4.2.5 Origine et causes des désordres sur les barrages en terre

Depuis une dizaine d'années, le ministère de l'agriculture a eu, par l'intermédiaire de ses services spécialisés, la responsabilité de l'étude de la conception et du contrôle d'un nombre important de barrages en terre de petite et moyenne dimension.

L'analyse des causes d'accidents permet de mieux dégager les précautions à prendre et leur utilité. Les principaux accidents ou désordres observés sur les digues en terre et leurs causes peuvent se classer en quatre groupes suivant leurs origines (voir tableau 4.1).

La fréquence relative des accidents observés est sensiblement la même pour les trois premiers groupes.

Tableau 4.1 : Origine et causes des désordres sur les barrages en terre [17]

<i>Origines</i>	<i>Désordres</i>	<i>Causes</i>
<i>Effets des sous-pressions</i>	<ul style="list-style-type: none"> ◆ Renards dans le massif ; ◆ Soulèvement d'ensemble par sous pression ; ◆ Renards dans les appuis ; ◆ Renards le long d'une conduite. 	<ul style="list-style-type: none"> ◆ Absence ou défaut de drainage à l'aval de l'ouvrage par faute de conception ou d'exécution (cas de perméabilité horizontale du massif excessive) ; ◆ défaut d'ancrage du massif dans la fondation ; ◆ fondation perméable insuffisamment traitées ; ◆ absence d'écran par défaut de compactage le long de la conduite posée sur le lit du sable.
<i>Instabilité des talus</i>	<ul style="list-style-type: none"> ◆ Glissement circulaire des talus ; ◆ Cisaillement plan des fondations ; ◆ Tassement excessif des remblais. 	<ul style="list-style-type: none"> ◆ Pente du talus trop forte, compactage insuffisant, mauvais drainage ; ◆ Présence d'une couche horizontale molle en fondation ou d'un plan préférentiel de glissement (terre végétale et herbe non décapées) ; ◆ Défaut de compactage, couche compressible en fondation.
<i>Erosion directe de l'ouvrage</i>	<ul style="list-style-type: none"> ◆ Erosion du talus amont par le batillage ; ◆ Erosion du talus aval par les eaux de ruissellement ; ◆ Submersion de la crête. 	<ul style="list-style-type: none"> ◆ Absence de protection contre le batillage ; ◆ Absence de protection du talus en attendant l'installation de la végétation – mauvaise prise de végétation ; ◆ Revanche insuffisante – mauvais dimensionnement de l'évacuateur – tassement excessif du remblai.
<i>Divers</i>	<ul style="list-style-type: none"> ◆ Défaut d'étanchéité de la cuvette de retenue etc....; 	<ul style="list-style-type: none"> ◆ Reconnaissante insuffisante – traitement des fondations perméables insuffisant.

4.2.6 Progrès récents en matière de sécurité :

Les progrès dont témoignent de manière indiscutable les statistiques mondiales résultent d'efforts réalisés dans tous les domaines, à la lumière des enseignements tirés des échecs passés :

- les techniques de base des projets sont plus sûres, notamment en matière d'hydrologie, de reconnaissances géotechniques, des moyens de calcul ;
- les techniques de construction, plus mécanisées, se prêtent mieux à un contrôle strict de la qualité de réalisation ;
- les connaissances scientifiques et techniques sont très largement véhiculées par les organisations professionnelles internationales et tendent à niveler vers le haut la qualité des projets dans le monde entier ;
- les moyens et les pratiques de la surveillance, et notamment l'auscultation, sont plus efficaces et mieux mis en œuvre ;

- des moyens d'alerte sont progressivement mis en place dans tous les pays. La tâche n'est pas achevée, et l'abaissement de la probabilité de rupture jusqu'à la valeur actuelle de $1 \cdot 10^{-5}$ par an environ pourrait encore être accentué.

4.3 Mécanismes de rupture rencontrés sur les barrages en remblai (Causes et symptômes)

Les processus de vieillissement et de dégradation des barrages en remblai sont essentiellement liés à des mécanismes d'infiltration et d'érosion ou d'instabilité mécanique qui peuvent aboutir aux mécanismes de rupture on trouve :

- 1) érosion externe initiée par une surverse ;
- 2) Erosion interne ;
- 3) Glissement de parement ;
- 4) Modes de défaillance des organes hydromécaniques ;
- 5) Désordres dus aux séismes.

4.3.1 Érosion externe initiée par une surverse [8]

➤ Le mécanisme

Lorsque le débit dépasse les capacités d'évacuation des crues, la retenue déverse sur la crête et peut alors éroder le remblai jusqu'à une rupture totale du barrage. Dès le début d'une surverse sur un barrage, l'eau acquiert une forte vitesse sur le talus aval du barrage et l'érode par arrachement des grains qui sont transportés vers le bas.

L'arrachement de ces grains supprime la force de butée qu'ils appliquaient aux grains situés à leur amont, qui peuvent à leur tour être arrachés. Le mécanisme est régressif.

➤ Les causes

Le mécanisme d'érosion externe induit par une surverse peut être dû à :

- ◆ un dimensionnement insuffisant ou un dysfonctionnement de l'évacuateur de crues résultant trop souvent d'un entretien inadapté ;
- ◆ La présence d'embâcles (arbres, branches, caravanes, etc.) bloquant tout ou partie du seuil déversant ;
- ◆ Des tassements de la crête du remblai initiés par des déformations du remblai ou de la fondation.

➤ Les symptômes

Les symptômes du mécanisme d'érosion externe observables sur le terrain sont :

- ◆ la surverse ;
- ◆ le creusement de ravines (figure 4.1).



Figure 4.1 : Ravine [16],[17]

4.3.2 Erosion interne

➤ Le mécanisme

L'érosion interne est un phénomène causé par un écoulement d'eau dans le remblai qui arrache et transporte les particules du sol. Ce mécanisme, qui désigne d'une façon générale dans les ouvrages en remblai les migrations de particules, couvre plusieurs phénomènes qui sont indiqués sur la figure (4.2) :

- ◆ **l'érosion de conduit** : dû à un défaut préexistant (par exemple : une fissure, un terrier, un conduit dû au pourrissement de racines). L'eau circulant dans ce conduit développe des contraintes de cisaillement suffisantes pour arracher et entraîner les particules en paroi du conduit ;
- ◆ **l'érosion régressive** ;
- ◆ **l'érosion de contact** : l'écoulement interne traversant une couche de sol grossier au contact d'une couche de sol fin ;
- ◆ **la suffusion** : l'écoulement traversant un matériau à granulométrie discontinue ou étalée entraîne les particules de la fraction fine libres de se mouvoir à travers les vides des particules grossières.

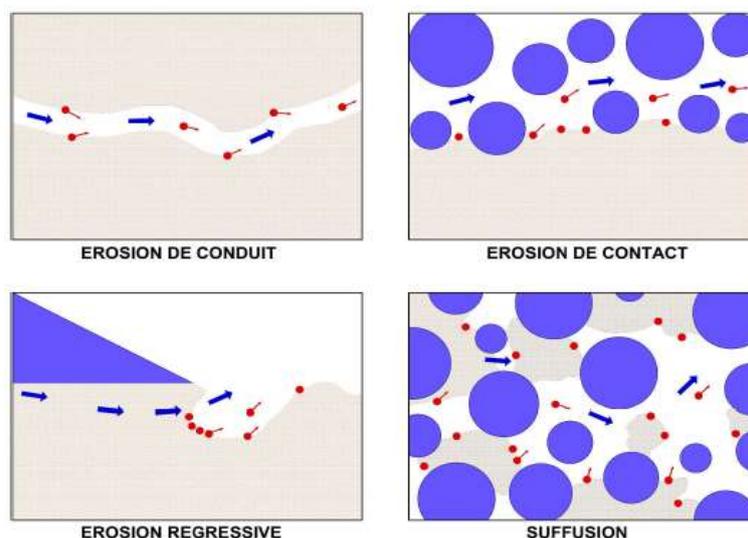


Figure 4.2 : Schémas des différents mécanismes d'érosion interne [16],[17]

Le mécanisme d'érosion interne se produisant au cœur de l'ouvrage ou de sa fondation, il peut être décelé visuellement par la détection de fuites plus ou moins chargées en particules fines débouchant sur le parement aval ou au pied aval du remblai.

➤ **Les causes**

Le mécanisme d'érosion interne peut être dû à :

- ◆ la défaillance du système d'étanchéité ;
- ◆ l'absence de filtre ou des conditions de filtre non respectées entre un matériau grossier et un matériau fin ;
- ◆ la défaillance du système de drainage (colmatage, contournement, rupture) ;
- ◆ un sous-compactage des couches de matériaux constituant le remblai ;
- ◆ l'écoulement non contrôlé le long d'une conduite de vidange (ou autre) ou la défaillance de la conduite ;
- ◆ la présence de terriers (animaux fouisseurs) dans le corps du remblai ;
- ◆ la présence de végétation arborée sur le remblai dans lequel le système racinaire peut s'implanter et se développer.

➤ **Les symptômes**

Les symptômes du mécanisme d'érosion interne observables sur le terrain sont :

- la formation d'un vortex dans la retenue ;
- le fontis (figure 4.3) ;
- l'apparition d'une fuite avec éventuellement la présence de grains de sol (figure 4.4) ;
- l'apparition d'une zone humide ;
- la déformation en crête.



Figure 4.3 : Fontis



Figure 4.4 : Fuite

4.3.3 Glissement de parement

➤ Le mécanisme de glissement du parement aval

L'équilibre du parement aval dépend de sa géométrie (pente), des caractéristiques mécaniques des matériaux le constituant et de la présence d'eau. La stabilité au glissement du parement aval peut alors en être affectée. Le glissement du parement aval est dangereux car il se produit souvent retenue pleine ou lorsque le niveau d'eau est à la hausse.

Il peut de plus se poursuivre par un mécanisme d'érosion interne due à l'augmentation du gradient hydraulique, d'autant plus si le cercle de glissement s'est rapproché du parement amont.

➤ Le mécanisme de glissement du parement amont

Pour le parement amont, l'eau apporte une poussée stabilisatrice et une force déstabilisatrice sous l'effet des pressions interstitielles. Lors d'une vidange de barrage, la stabilité dépend du niveau des pressions interstitielles de l'eau dans le parement amont avec la diminution du plan d'eau stabilisateur. La vidange constitue donc la circonstance la plus défavorable pour la tenue du parement amont.

➤ Les causes

Le mécanisme de glissement du parement peut être dû à :

- ◆ La défaillance du système d'étanchéité ;
- ◆ La défaillance du système de drainage (colmatage, contournement, rupture) ;
- ◆ L'augmentation des pressions interstitielles dans le remblai ;
- ◆ La déformation ou la fracturation du remblai ;
- ◆ Diminution des contraintes de cisaillement.

➤ Les symptômes

Les symptômes du mécanisme de glissement observables sur le terrain sont :

- ◆ Le bourrelet au pied aval ;
- ◆ L'ondulation de peau sur le parement ;
- ◆ Le glissement de peau sur le parement (figure 4.5) ;
- ◆ La fissuration en crête ou sur le parement aval (avec ou sans décrochement).



Figure 4.5 : Glissement de parement amont (Source : Irstea)

4.3.4 Modes de défaillance des organes hydromécaniques

Les principaux modes de défaillance mécanique et de pilotage automatique rencontrés sur les organes hydromécaniques présents sur les barrages (vidange, prise d'eau, évacuateur de crues) concernent :

- ◆ La perte de manœuvrabilité (par exemple : causée par l'absence de manœuvre régulière, l'absence de test, le blocage de la chaîne cinématique, le gel, l'envasement) ;
- ◆ L'ouverture / fermeture intempestive (par exemple : causée par un défaut technique du contrôle commande, une erreur de manipulation humaine ou la malveillance) ;
- ◆ La rupture du corps de la vanne, de la conduite, d'une pièce fixe ou d'un élément de la chaîne cinématique (par exemple : des chocs de corps flottants, un vieillissement initié par le mécanisme de corrosion). La rupture d'une conduite dans le corps du remblai peut potentiellement engendrer l'initiation du mécanisme de rupture par érosion interne.

4.3.5 Désordres dus aux séismes

➤ Les désordres

Les désordres les plus fréquemment observés après un séisme sur des ouvrages en remblai sont généralement des fissurations et des tassements en crête, d'autant plus importants quand les remblais ont été mal compactés à la construction, des ruptures de conduites rigides, des dégradations sur les organes vannés et leur dispositif de manœuvre et des dégâts dus aux chutes de blocs de versants rocheux.

Consécutivement à un séisme survenu à proximité d'un ouvrage, il convient de réaliser une visite de surveillance visuelle et un relevé et une analyse des données d'auscultation, afin de vérifier l'état de sécurité de l'ouvrage.

➤ Le mécanisme de liquéfaction des sols

Les barrages en remblai et leur fondation meuble peuvent également être sensibles au mécanisme de liquéfaction des sols. Ce mécanisme concerne les sols saturés et peu cohésifs qui, sous l'effet d'un mouvement sismique, conduit à une diminution de la rigidité du sol et de sa résistance avec l'accumulation des pressions interstitielles et la réduction des contraintes effectives (les forces inter granulaires). Ce phénomène peut conduire à des déformations permanentes significatives, voire un quasi annulation de la contrainte effective dans le sol.

4.4 Classification des pathologies d'un barrage en terre

Les pathologies des barrages en terre peuvent être classées en trois types principaux à savoir :

- Pathologie liées à l'instabilité d'ensemble ;
- Pathologie liées aux tassements ;
- Pathologie liées aux étanchéités.

4.4.1 Pathologie liée à l'instabilité d'ensemble

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 géo-mécaniques décelables, au stade primaire, par l'auscultation topographique.

Schématiquement, **deux formes** d'instabilité mécanique peuvent être distinguées dans l'étude de la pathologie des ouvrages en remblai

4.4.1.1 Le glissement des talus

Il existe deux mécanismes de glissement :

- A) Le glissement du talus côté aval, se produisant le plus souvent durant la crue ;
- B) Le glissement du talus côté fleuve, se produisant lors de la décrue.

A) Le glissement coté aval en situation de crue

Ce mécanisme se produit lorsque **trois facteurs sont réunis** :

- Un profil de digue étroit avec pentes de talus fortes (pentes supérieures à 0,65) ;
- Une piézométrie élevée dans la digue liée à l'absence de drainage et/ou à la présence des couches hétérogènes ;
- Une faible compacité du remblai donnant de faibles caractéristiques mécaniques des matériaux du corps de digue, ou encore la présence d'une couche argileuse sous consolidée au niveau de la fondation.

Ces trois facteurs sont potentiellement réunis dans les zones d'anciennes brèches dont la réparation n'a pas toujours été menée dans les meilleures conditions (Mériaux et al, 2001). La figure (4.6) illustre ce mécanisme.

Le cas typique est l'apparition d'une ligne de glissement quasi circulaire dans le corps du remblai aux pentes de talus trop raides.

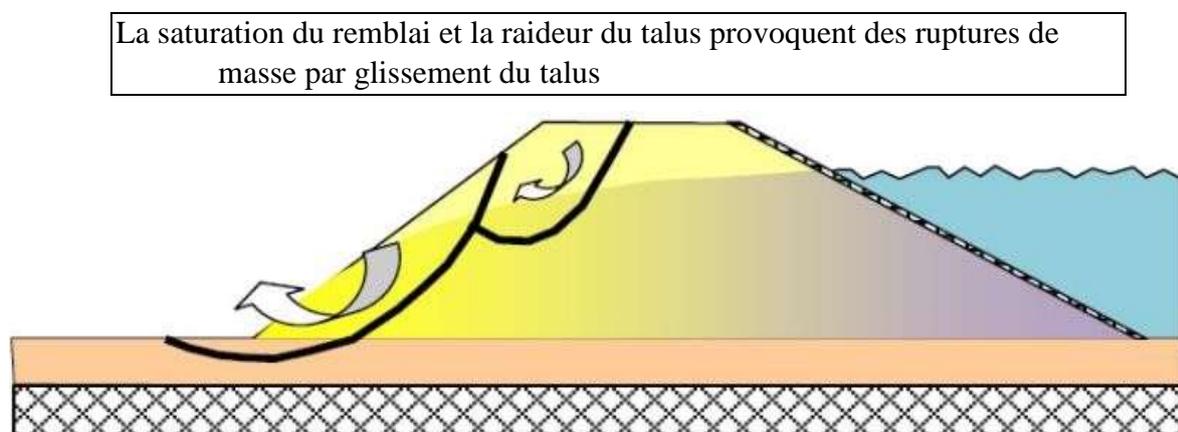


Figure 4.6 : Le mécanisme de glissement coté aval en situation de crue

B) Le glissement coté fleuve lors de la décrue

Le mécanisme de rupture par glissement côté fleuve se produit lors de la décrue rapide du cours d'eau (figure 4.7). Ce mécanisme, lié aux sous-pressions qui se développent pendant la période de crue, concerne surtout des talus de digues constitués de matériaux argileux, présentant des pentes raides ou des pierres trop étanches.

Ce mécanisme concerne particulièrement les digues à proximité de déversoirs équipés de remblais fusibles (remblai destiné à se rompre lorsque la hauteur d'eau l'atteint). En effet, la mise en fonction du déversoir s'accompagne de l'érosion rapide du remblai fusible. Le débit dérivé dans le déversoir croît, ce qui provoque une décrue dans le fleuve pouvant alors provoquer des glissements de talus côté fleuve.

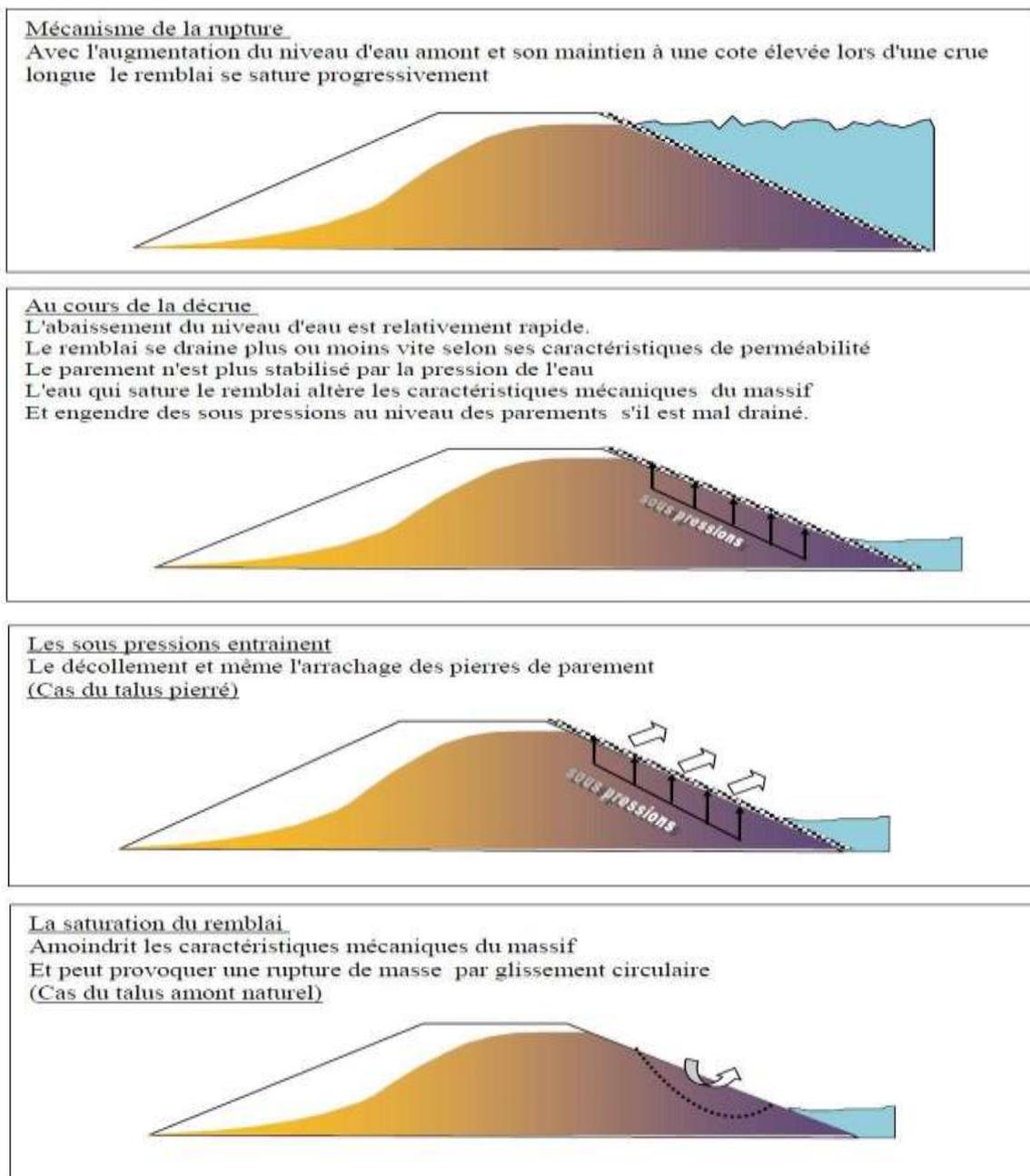


Figure 4.7 : Le mécanisme de glissement coté aval en situation de la décrue

Les conséquences d'un tel phénomène sont toujours fâcheuses et parfois dramatiques :

➤ **Conséquence directes**

Dans le scénario le plus grave, le glissement peut entraîner la vidange accidentelle de la retenue si un cercle émanant du talus amont à un niveau inférieur à celui de la cote du plan d'eau ou si un renard se développe après un glissement (figure 4.8). Qu'il soit brutal ou progressif, le mouvement peut provoquer des dégâts irréversibles sur des ouvrages attenants au barrage :

- Déformation ou rupture de dispositifs internes de drainage ;
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau ;
- Dégâts éventuels à l'évacuateur de crues s'il est posé sur le remblai,
- Obstruction du fossé aval et /ou destruction de bâtiments annexes par le font du glissement ; ...etc

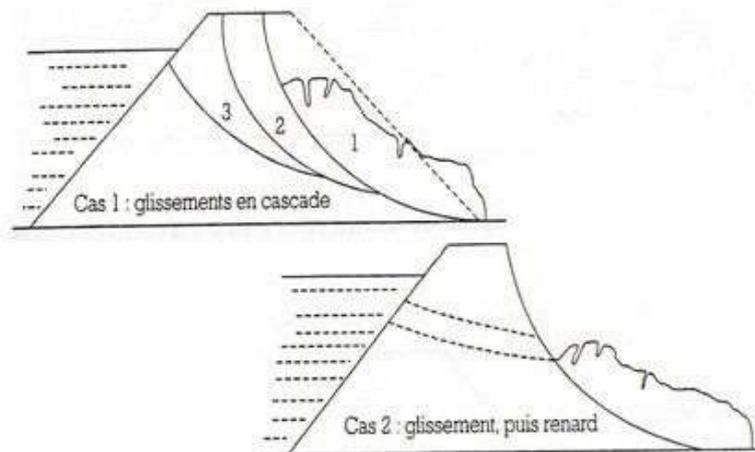


Figure 4.8 : Scénario de vidange accidentelle suite à un glissement étendu du talus

➤ **Conséquences indirectes**

D'une façon ou d'une autre, l'occurrence du phénomène se traduit par la réduction, à caractère plus ou moins local (voir figure 4.9), de la largeur du remblai. Une réduction qui est susceptible d'affecter le comportement hydraulique ultérieur de l'ouvrage (interception et remontée de la ligne de saturation, par exemple).

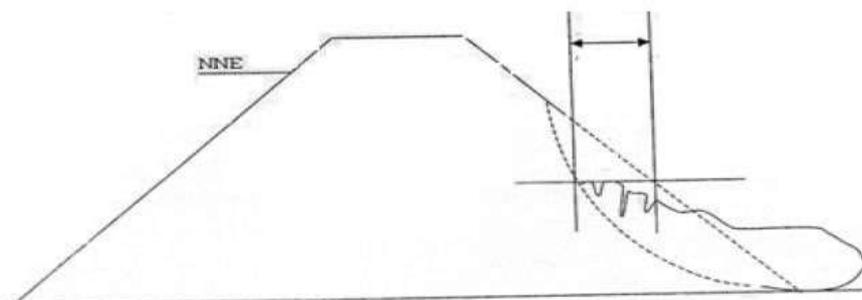


Figure 4.9 : Réduction de la largeur consécutive à un glissement aval

Un glissement mineur peut engendrer, à terme, d'autres glissements aux conséquences plus graves (figure 4.10).

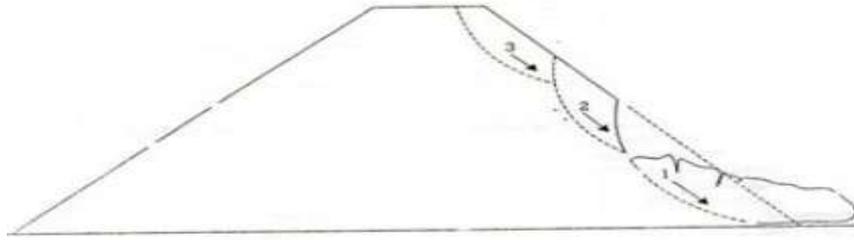


Figure 4.10 : Glissements successifs par perte de butée de pied

Enfin, on imagine facilement de multiples conséquences indirectes engendrées par la ruine ou la rupture d'ouvrages annexes dans ou à proximité du barrage :

- Défauts de fonctionnement du dispositif de drainage ;
- Mises en pression du remblai ;
- Augmentation des débits de fuite.

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.

4.4.1.2 L'instabilité mécanique de la 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 4.11).

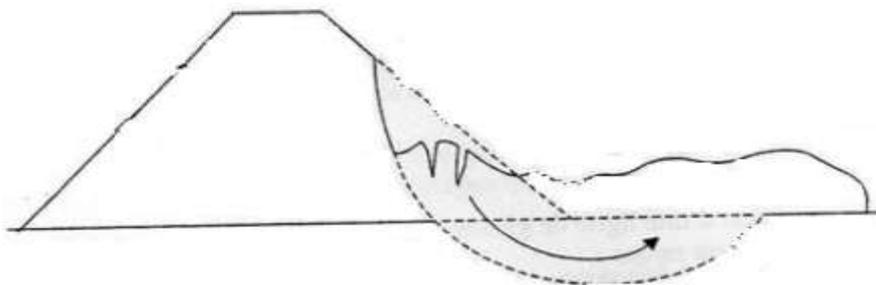


Figure 4.11 : Cercle de glissement dans le cas d'une fondation de faible résistance mécanique

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.

4.4.2 Pathologie liées aux tassements

➤ Le tassement de 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 déboitement 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).

➤ 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 après du corps de remblai demeure limité voire négligeable. On considère habituellement que le tassement après construction d'un remblai correctement compacté 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.

4.4.3 Pathologie liées à l'étanchéité

L'étanchéité au droit du barrage, 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

Les pathologies liées au défaut d'étanchéité du remblai sont malgré tout fréquentes même si les conséquences ne se montrent pas systématiquement graves.

➤ Défauts d'étanchéité du remblai et conséquences

a) 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.

b) 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. 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 remblai (évacuateur de crues, par exemple).

c) 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.

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.

➤ Défauts d'étanchéités en fondation 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 : fuites et le renardage.

a) 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.

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 –pression dans la zone de talus aval du remblai sous pressions susceptibles d'en remettre en cause la stabilité.

b) 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.

4.5 Sécurité d'un barrage en terre

La statistique de Middle brooks a établi, sur 200 barrages en terre ayant subi des désordres assez graves pour entraîner leur mise hors service, que (**15 %**) des cas seulement correspondaient à une instabilité de talus, c'est à dire relevaient d'un coefficient de sécurité au glissement.

Les autres cas, représentant la quasi-totalité des accidents, ne se calculent pas :

- Déversement (submersion) : **30 %**
- Infiltration et renard (érosion interne) : **25 %**
- Conduites sous remblai : **13 %**
- Revêtements (vagues) : **5 %**
- Divers : **7 %**
- Inconnu : **5 %**

a) Sécurité du barrage en fonction de la hauteur

Les plus hauts et grands barrages sont statistiquement les plus sûrs : les petits barrages ont moins de risque, et des budgets étriqués. Les accidents y surviennent souvent par non-respect des règles de l'art (Serafim et Bischof, Water Power 1984).

b) Les voiles d'injection et de drainage

L'organisation d'un projet de contrôle des percolations en fondation, qui va dépendre du type de barrage et de sa fondation. L'expertise géologique du site intervient ici tout particulièrement.

Pour les barrages en remblais de hauteurs moyennes, le choix de conception pour une galerie périmétrale de contrôle à la base du noyau, ou de l'écran d'étanchéité amont, est déterminant en termes de sécurité... même si on ne sait pas le chiffrer par un simple coefficient.

c) La fondation et ces pièges

Ici encore, voici tout un pan de l'ingénierie des barrages essentiel en termes de sécurité du projet, nécessitant parfois des actions fortes de la part du concepteur. On a déjà souligné l'importance des reconnaissances géologiques.

Les karsts, vides ou remplis de matériaux meubles, constituent des défis particuliers qu'il faut savoir pressentir et détecter à temps. Les matériaux solubles (gypse) aussi.

Certaines faiblesses localisées, telles que les fissures ouvertes sub-verticales de desserrage des rives à Monteynard, ou les joints entre couches horizontales ont pu être traitées avec succès par des galeries clavettes, pour assurer la transmission des efforts de compression et de cisaillement.

4.6 Techniques de confortement des barrages

4.6.1 Surveillance et auscultation

On entend par auscultation d'un barrage, l'ensemble des mesures de contrôle effectuées sur l'ouvrage, sa structure, ses fondations et son environnement ainsi que l'analyse et l'interprétation des informations recueillies.

L'auscultation vise à atteindre les trois objectifs suivants :

- Assurer la sécurité des populations d'aval sans restreindre a priori les conditions d'exploitations de l'ouvrage, en dépit des incertitudes et des inévitables modifications des conditions de résistance ;
- Evaluer les évolutions de l'ouvrage avec suffisamment de précision pour permettre l'adoption, en temps appropriées ;
- Approfondir les connaissances en mécanique des roches et des sols, le comportement des matériaux de construction et des instruments de mesures adoptés en vue de la réalisation ultérieure d'ouvrages plus conformes aux exigences de sécurité et d'économie.

Les conditions de sécurité d'un barrage ne peuvent être évaluées de façon complète à aucun moment, et encore moins garanties une fois pour toutes. Elles dépendent d'éléments plus ou moins bien définis ou contrôlables d'évolutions, comme, par exemple, la résistance, la rigidité et le régime hydraulique des fondations.

En première approche, on apprécie l'évolution d'un phénomène d'après son allure : une évolution ralentie est plutôt rassurante ; une évolution uniforme est plus ou moins préoccupante ; une évolution accélérée est inquiétante et peut être le signe avant-coureur d'une catastrophe.

Le jugement de sécurité s'avère, en général, moins délicat lors de remplissages ultérieurs de l'absence de tout indice de défaillance et à vérifier la continuité de toutes les évolutions à mesure du remplissage et leur stabilisation lorsque celui-ci marque un palier.

4.6.2 Principes généraux d'auscultation

Il existe actuellement un large éventail de procédés et d'appareils. Toutefois, les dispositifs automatiques ou télécommandés doivent être associés à, l'examen visuel d'un observateur averti de l'ouvrage et de ses abords, qui a ainsi la possibilité de découvrir tout indice de fissure ou de fuite.

Ce souci de maintenir l'intervention humaine est motivé également par le refus de confier à un automate, aussi sur qu'il paraisse, le rôle de déclencher l'alerte des populations.

L'appareillage utilisé doit impérativement présenter les qualités suivantes :

- Fidélité, car deux mesures faites à plus d'une dizaine d'années d'intervalle, doivent être strictement comparables (d'une façon générale, on s'attache beaucoup plus à déterminer les variations des grandeurs mesurées qu'à connaître leurs valeurs absolues) ;
- Solidité, car les conditions d'emploi sont généralement rudes ;
- Sensibilité, car des variations de très faible amplitude doivent être décelées ;
- Simplicité, car pour être fréquentes, les lectures doivent pouvoir être confiées au personnel d'exploitation et non à des spécialistes.

4.6.3 Différents procédés et appareils de mesure

1) Les Clinomètres

Les clinomètres sont de simples niveau à huile précision (10-5, radian soit 0,01 mm /m), que l'on place sur des socles scellés. Utilisées surtout à la base des barrages épais, ils permettent de mesurer la rotation des fondations.

2) Le contrôle des fuites

Le contrôle des fuites fait partie des mesures hydrauliques (comme les mesures de débits de drains et de piézométrie) qui intéressent tous les types des barrages, en particulier les digues en terre et en enrochements. Les moyens utiles sont divers : petits déversoirs, capacités tarées, débitmètres de fuite, etc.

3) Le contrôle des pressions hydrostatiques

Le contrôle des pressions hydrostatiques dans le terrain et les appuis est assuré par les Piézomètres qui jouent un rôle fondamental dans la surveillance des digues en terre.

La surveillance de la décroissance dans le temps et dans l'espace de pressions interstitielles dans le noyau des digues en terre et en enrochements et dans les recharges amont et aval est assurée par des cellules de pression interstitielle.

4) La topographie

Les mesures topographiques qui détectent les déplacements absolus avec une précision de l'ordre du millimètre, permettent de connaître, en particulier, les mouvements de translation à la base du barrage.

Les mesures sont exécutées à partir d'un réseau de piliers d'observation dont il convient de contrôler la stabilité par des mesures internes.

Les opérations doivent être réalisées avec rapidité car la forme du barrage peut évoluer pendant la durée de la mesure (la crête d'un barrage peut se déplacer, en effet, de plusieurs millimètres pendant une journée).

Les mesures topographiques sont plus complexes et onéreuses.

5) La photogrammétrie

La superposition de deux photographies prises sous le même angle à des instants différents permet de connaître les déformations de la zone photographiée.

Un peu moins précis (de l'ordre de 5 mm) que les mesures topographiques, ce procédé est employé pour surveillance des ouvrages en remblai, en particulier les digues en enrochements, dont les déplacements ont une grande amplitude (plusieurs dizaines de centimètres).

Ce procédé est assez peu utilisé en raison de son coût élevé.

6) Mesure de tassement

Les appareils de mesures de tassement comprennent les tubes cross-armes et des télé-niveaux hydrauliques, fixes ou mobiles.

4.7 Moyens de prévention

La bonne tenue d'un barrage en terre nécessite un certain nombre de précautions lors de la conception et de l'exécution de l'ouvrage :

- ◆ Reconnaissance préalable du site et du type d'ouvrage ;
- ◆ Etude hydrologique déterminant le débit de la crue du projet ;
- ◆ Etude et traitement des fondations ;
- ◆ Conception des structures (pente des talus) ;
- ◆ Drainage du talus aval ;
- ◆ Revanche suffisante ;
- ◆ Evacuateur de crue correctement dimensionné ;
- ◆ Compactage efficace du massif.

Donc la sûreté des barrages est le résultat d'une démarche technique aussi exigeante que leur conception, leur construction ou leur exploitation, et on ne peut l'en dissocier.

Accroître cette sûreté est un objectif ambitieux puisque le nombre des barrages augmente et, par conséquent, le niveau des conséquences de leur rupture aussi.



Chapitre V

Application pratique (Calcul d'une digue en terre)

Chapitre V : Application pratique (Calcul d'une digue en terre)

Application 1 (Dimensionnement de la digue et calcul de débit de fuite)

Soit un barrage en terre avec : $N_{imp.}=270$ m, $NNR=330$ m, $h_{max}=1$ m, $R_{max}=3$ m, $\lambda_{am}=\lambda_{av}=2=1/tg\alpha$, $J_{adm} = 1.50$; $K_d= 2*10^{-6}$ m/s ; $K_{remb}= 0.5*10^{-8}$ m/s).

Dimensionnez la digue de ce barrage (Hauteur et largeur de la base), le noyau d'étanchéité et le tapis drainant.

➤ Solution

1) Dimensionnement de la digue

1.1) hauteur du barrage (H_B)

$$H_B = CCB - C_{imp} = (NPHE + R_{max}) - N_{imp}$$

Donc : $H_B = (NNR + h_{max} + R_{max}) - N_{imp}$

$$AN : H_B = (330 + 1 + 3) - 270 \implies H_B = 64 \text{ m}$$

1.2) largeur en crête du barrage (b_c) :

On utilise les formules empiriques.

- ◆ Formule de T. T. Knappen : $b_{cr} = 1,65 H_b^{1/2} = 13,20$ m
- ◆ Formule de E. F. Preece : $b_{cr} = 1 + 1.1\sqrt{H_b} = 9,80$ m
- ◆ Cemagref et Degoutte (1997) : $b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3 = 11,4$ m
- ◆ Autres formules (pour $H > 9$ m) : $b_{cr} = 1/3 H = 21,33$ m

Tableau 5.1 : Récapitulation des résultats de calcul de la crête

NPHE (m)	CCB (m)	C _{imp} (m)	H _b (m)	Largeur de la crete de la retenue b_c (m)				
				T. Knappen	E. F. Preece	Degoutte	Autre	La Moyenne
330	334	270	64	13.20	9.80	11.40	21.33	13.93

Remarque : b_{crete} moyenne = 13,93m, on adopte une largeur b_{cr} (max) = 21,50m.

1.3) largeur de la base du barrage (L_B)

$$L_B = \ell_c + \frac{H_B}{tg\alpha} + \frac{H_B}{tg\alpha_1} = 21.5 + \frac{64}{1/2} + \frac{64}{1/2} \Rightarrow L_B = 277.50 \text{ m}$$

2) Dimensionnement du noyau d'étanchéité

2.1) Hauteur du noyau

$$H_n = H_B - 1 = 64 - 1 = 63 \Rightarrow H_n = 63 \text{ m}$$

2.2) Largeur en crête

$$\ell_{cn} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{3}\right) H_B \Rightarrow \ell_{cn} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{3}\right) 64$$

$$\ell_{cn} = (8 \div 21.33), \text{ donc on prend : } \ell_{cn} = 10 \text{ m}$$

2.3) Largeur à la base

$$\text{On a : } J = \frac{\Delta H}{L_n} < J_{adm} \Rightarrow L_n > \frac{\Delta H}{J_{adm}}$$

ΔH : Différence de charge à l'entrée et à la sortie du noyau ; $\Delta H = NNR - N_{min}$

$$L_n > \frac{\Delta H}{J_{adm}} \Leftrightarrow L_n > \frac{330 - 270}{1,5} \Leftrightarrow L_n > 40 \text{ m}$$

On adopte une largeur à la base du noyau : **$L_n = 45 \text{ m}$** .

3) Dimensionnement du tapis drainant

L'épaisseur du tapis drainant (e_t) dépend du calcul de la ligne de saturation par la théorie de « TERZAGUI » qui donne :

$$e_t = 2 \left(\frac{q * l_d}{K_d} \right)^{0,5}$$

- **K_d** : coefficient de perméabilité du tapis drainant ($K_d = 2 * 10^{-6} \frac{m}{s}$)
- **l_d** : longueur du tapis drainant ; $l_d = \left(\frac{1}{4} \text{ à } \frac{1}{3}\right) L_B = (69.37 \text{ à } 92.50) \text{ m}$; On adopte : **$l_d = 70 \text{ m}$**
- **q** : débit de fuite unitaire à travers le corps du barrage ; **$q = K_{remb} * i * S_m$**
 - ♦ **K_{remb}** : coefficient de perméabilité du remblai ($K_{remb} = 0.5 * 10^{-8} \text{ m/s}$)

Application 2 (Méthode globale de stabilité du talus)

Soit un talus d'un déblai de **12 m** de hauteur, de pente **(1/2)** (voir figure 5.2) construit avec un sol type argile saturée de densité **1.92** et de cohésion **C=50 kPa**

- Calculer le coefficient de sécurité vis-à-vis du glissement circulaire on suppose que la surface de glissement passe par le pied du talus

On donne : **R= 23.5 m** , **$\theta = 96^\circ$** , le volume du sol déplacé (ABCD) est **V=346m³**
X_{cg} = 5.20 m

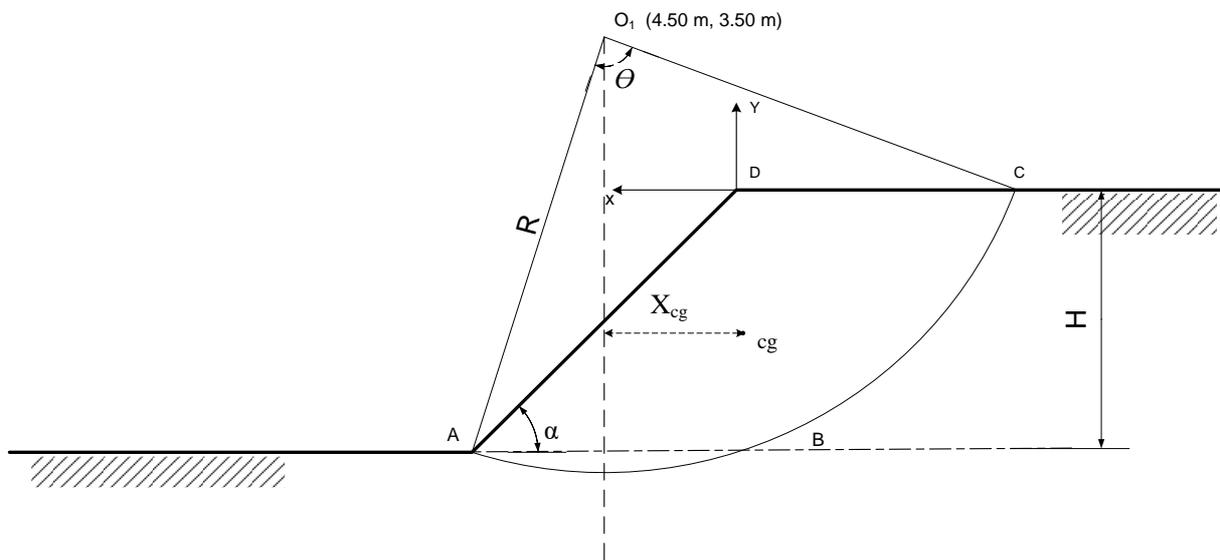


Figure 5.2 : Ligne de glissement circulaire

Solution

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments Résistant /o}}{\sum \text{Moments Moteurs/o}} = \frac{\sum M_{R/O}}{\sum M_{M/O}}$$

On que :

$$\sum M_{R/O} = t \cdot R = \tau \cdot S_{\widehat{AC}} \cdot R = C \cdot S_{\widehat{AC}} \cdot R = C \cdot \widehat{AC} \cdot 1ml \cdot R = C \cdot R \cdot \alpha(rad) \cdot 1 \cdot R$$

$$\sum M_{R/O} = C \cdot 23.5 \cdot \frac{96 \cdot \pi}{180} \cdot R = C \cdot 39,35 \cdot R$$

$$\sum M_{M/O} = \text{Poids du sol (ABCD) en mouvement} = W_{sol} \cdot X_g = \gamma_d \cdot V_{sol} \cdot X_g$$

$$\sum M_{M/O} = d \cdot \gamma_{eau} \cdot V_{sol} \cdot X_g = 1,92 \cdot 10 \cdot 346 \cdot X_g = 6643,20 \cdot X_g$$

D'où on obtient :

$$F_s = \frac{C \cdot S_{AC} \cdot R}{W_{sol} \cdot X_g} = \frac{50 \cdot 39,35 \cdot 23,5}{6643,20 \cdot 5 \cdot 20} = \frac{46236,25}{34544,64} = 1,34 > 1 \rightarrow \text{talus stable}$$

Application 3 (Stabilité du talus par la Méthode de *Fellenius* et *Bishop*)

On projette de construire un talus artificiel d'un sol homogène de caractéristiques :

$\hat{c} = 6.5 \text{ t/m}^2$, $\hat{\phi} = 10^\circ$, $\hat{\gamma} = 1.9 \text{ t/m}^3$, la pression hydraulique $u = 0.3\hat{\gamma}h$, $H=8\text{m}$, La pente de ce talus est $\alpha=45^\circ$.

➤ Vérifier la stabilité du talus par les méthodes des tranches de *Fellenius* et *Bishop* pour un cercle de pied dont le centre O_1 est de coordonnées :

$$\begin{cases} x = 4.00 \text{ m} \\ y = 5.00 \text{ m} \end{cases}$$

Le nombre des tranches prise égale à 4.

Solution

➤ Le facteur de sécurité par la formule de *Fellenius* est donné par :

$$F_s = \frac{\sum [c' \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + (W_i \cos \alpha_i - \mu \frac{b_i}{\cos \alpha_i}) \text{tg} \phi']}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

On trace la ligne de glissement (figure 5.3) puis on tire le rayon (R), l'angle θ et les dimension (b_i , h_i) de chaque tranche :

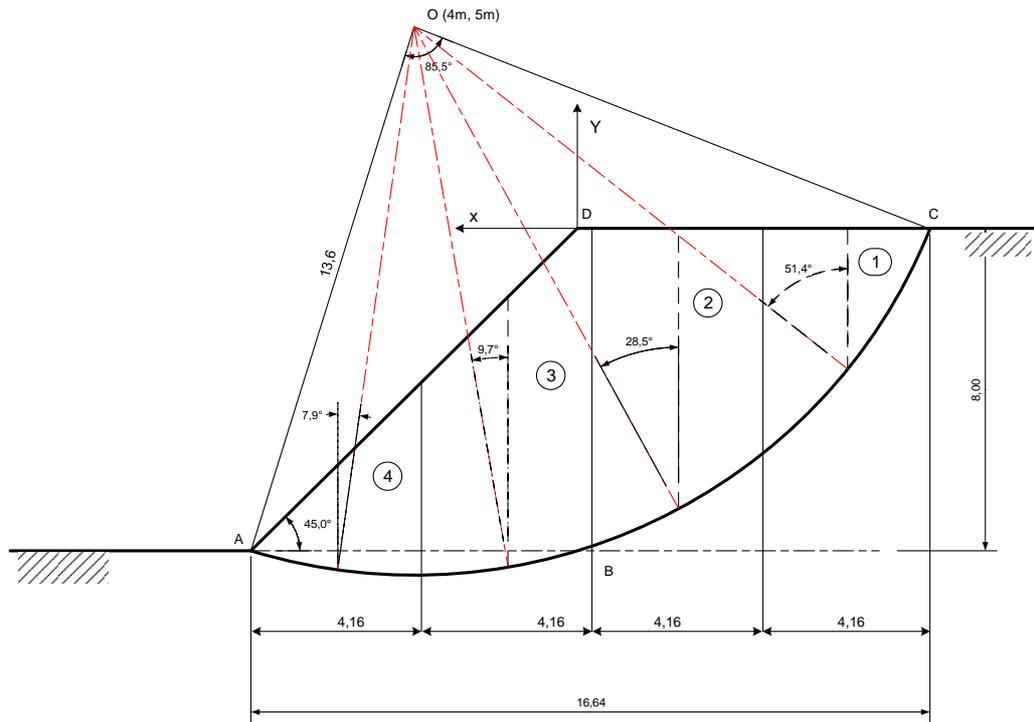


Figure 5.3 : traçage de la ligne de glissement

R= 13,60 m et $\theta = 85,50^\circ$	Tranche N ^o	bi (m)	hi (m)	α_i (°)
	1	4.16	5.60	51.4
	2	4.16	7.00	28.5
	3	4.16	6.70	9.7
	4	4.16	4.80	- 8

N ^o	W_i $= \gamma' \cdot S_i \cdot 1$	l_i $= \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$	N_i $= W_i \cos \alpha_i$	T_i $= W_i \sin \alpha_i$	μ	$\mu \cdot l_i$	(1)	$C' \cdot l_i$
1	221,31	6,67	93,52	200,58	31,92	212,91	-21,05	433,55
2	553,28	4,73	486,25	264	39,90	188,73	52,46	307,45
3	529,57	4,10	522	89,22	38,19	156,58	64,43	266,50
4	189,70	4,12	187,85	-26,40	27,36	112,72	13,25	267,80
$\Sigma =$				527,40			109,09	1275,30

Avec : $(1) = \left(W_i \cos \alpha_i - \mu \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right) \text{tg} \varphi' = (N_i - \mu \cdot l_i) \text{tg} \varphi'$

$$\mu = 0,3. \gamma'. h_i = 5,7. h_i$$

$$F_s = \frac{1275,30 + 109,09}{527,40} = \frac{1384,39}{527,40} = 2,62$$

➤ **Formule de Bishop :**

$$F_s = \frac{\sum \frac{c' b_i + (W_i - \mu_i b_i) \operatorname{tg} \varphi'}{\left(1 + \frac{1}{F_s} \operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi'\right) \cos \alpha_i}}{\sum W_i \sin \alpha_i} = \frac{\sum \frac{c' b_i + (W_i - \mu_i b_i) \operatorname{tg} \varphi'}{(m_\alpha) \cos \alpha_i}}{\sum W_i \sin \alpha_i} = \frac{\sum (2)}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

On prend la première valeur de $F_s^1 = 2.78$:

N=°	$\frac{1}{F_s} \operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi'$	(m_α)	$\frac{c' b_i}{\cos \alpha_i}$	$\frac{(W_i - \mu_i b_i)}{\cos \alpha_i}$	$\frac{(W_i - \mu_i b_i) \operatorname{tg} \varphi'}{\cos \alpha_i}$	(2)
1	0,079	1.079	433,55	354,73	24,	424,98
2	0,034	1.034	307.45	629.77	77.73	372.51
3	0.011	1.011	266.5	537.25	67.12	329.99
4	-0.009	-1.009	267.8	191.56	13.90	-279.19
$\sum =$						848.29

Donc on trouve :

$$F_s (\text{Bishop}) = \frac{848,29}{527,40} = 1,608 \neq 1,78 \text{ (on reprend le calcul)}$$

Application 4 (Calcul du débit d'infiltration et des pressions interstitielles dans la digue)

Soit un barrage en terre constitué d'un massif homogène de perméabilité isotrope k , reposant sur un substratum horizontal imperméable et muni d'un drain tapis.

Dans le cas d'un réseau d'écoulement représenté par la figure (5.4) ci-dessous, Calculer le débit d'infiltration drainé par le drain horizontal et les pressions interstitielles aux points interceptés par la droite (Δ).

On donne : $h = 20\text{m}$, $H = 20\text{m}$, $bc = 7,5\text{m}$, $m_1 = m_2 = 1/2,5$ et $K = 10^{-5} \text{ m/s}$

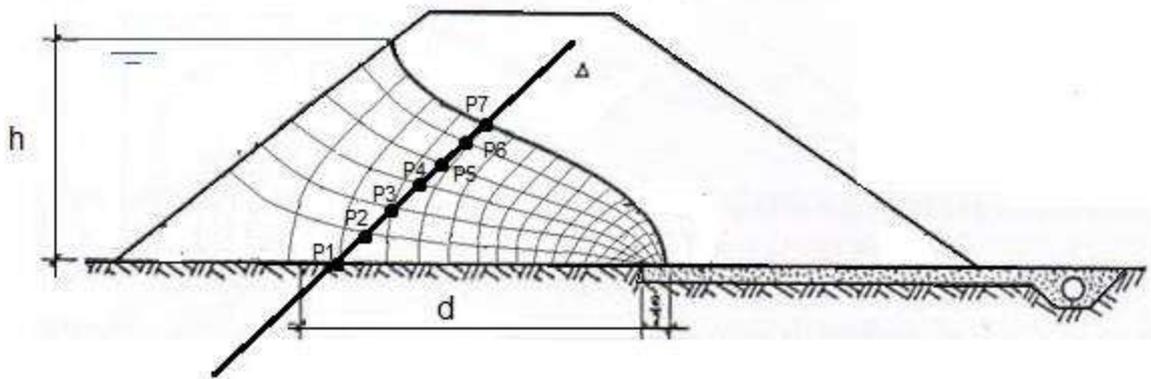


Figure 5.4 : Barrage en terre homogène avec drain horizontal reposant sur un substratum imperméable

Solution

1) Calcul du débit d'infiltration drainé par le drain horizontal

D'après la figure (5.4), le nombre d'intervalles des lignes de courant est $N_c = 6$, le nombre d'intervalles des lignes équipotentiels est $N_h = 17$.

Donc le débit total par unité de largeur est :

$$AN: Q = k \cdot \Delta H \cdot \left(\frac{N_c}{N_h} \right) = 10^{-5} \cdot 20 \cdot \left(\frac{6}{17} \right) \Rightarrow Q = 7.06 \cdot 10^{-5} \text{ (m}^3/\text{s)/ml}$$

2) Calcul des pressions interstitielles

Le calcul des pressions interstitielles aux points interceptés par la droite (Δ) est définie en chaque point (P_i) du massif par : $U_{P_i} = (H_{P_i} - Z_{P_i}) \cdot \gamma_e$

La différence de potentielle entre l'amont et l'aval est : $\Delta h = \frac{20}{17} = 1.17$

♦ Le point P_1

Le nombre de chute de potentiel (**Pdc1**) est **2** chutes sur un total de **17**

La charge : $H_{P_1} = (Ht - 2 \cdot \Delta h) = 20 - 2 \times 1.17 = 17.66 \text{ m}$

La cote : $Z_{P_1} = 0$

La pression : $U_{P1} = (H_{P1} - Z_{P1}) \gamma_e = (17.66 - 0) * 10 = \mathbf{176.6 \text{ KN/m}^2}$

♦ **Le point P₂**

Le nombre de chute de potentiel (**Pdc2**) est **2.5** chutes sur un total de **17**

La charge : $H_{P2} = (H_t - 2.5 \cdot \Delta h) = 20 - 2.5 \times 1.17 = \mathbf{17.07 \text{ m}}$

La côte : $Z_{P1} = 2.7 \text{ m}$

La pression : $U_{P1} = (H_{P1} - Z_{P1}) \gamma_e = (17.06 - 0) * 10 = \mathbf{143.7 \text{ KN/m}^2}$

Le tableau (3.2) ci-dessous récapitule les valeurs des pressions interstitielles aux points interceptés par la droite (Δ)

Tableau 5.2 : Récapitulation des valeurs des pressions interstitielles

Le point P _i	chute de potentiel (Pdc) _i	La charge totale H _{Pi} (m) = (20 - (C2).1.17)	La côte Z _{Pi} (m)	La pression U _{Pi} (KN/m ²) U _{Pi} =(C2-C3).10
C1	C2	C3	C4	C5
P₂	2.0	17.66	0	176.60
P₂	2.5	17.07	2.7	143.70
P₃	3.0	16.49	4.7	117.90
P₄	3.5	15.90	7.3	86.00
P₅	3.8	15.55	8.7	68.54
P₆	4.0	15.33	10.7	46.20
P₇		/	/	0

Remarque :

Les resaux d'écoulement sont d'une grande utilité pour résoudre les problèmes d'écoulement que l'on rencontre en géotechnique, on peut, par exemple, évaluer les fuites d'eau d'une retenue, les pressions de soulèvement sous un barrage ou localiser les points susceptibles à l'érosion interne pour lesquels le gradient hydraulique (i) tend vers la valeur du gradient hydraulique critique (i_{cr}).

Application 5 (Calcul du débit d'infiltration par la méthode de PAVLOVSKY)

Soit un barrage en terre homogène représenté sur la figure (5.5), Trouver le débit de fuite selon la procédure de PAVLOVSKY ainsi que la valeur de a.

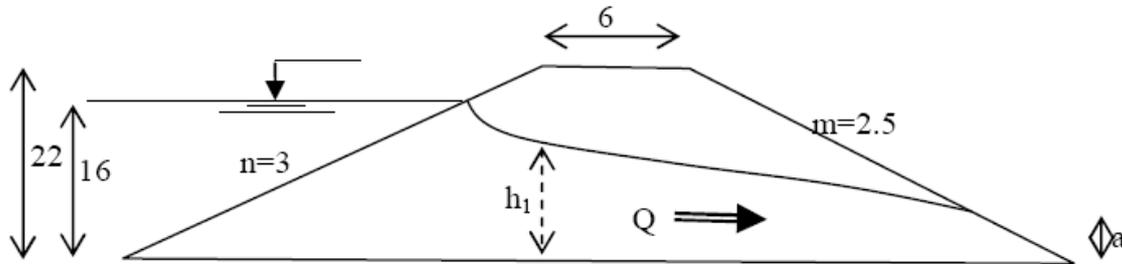


Figure 5.5 : Schéma du barrage sans drain et sans charge aval

Avec : $H=22$ m, $h_e=16$ m, $n=3$, $m=2.5$, les inconnus sont : $h_1 = ?$, $Q = ?$, $a = ?$

Solution

On calcule :

- ◆ $B_1 = 3 \times 22 = 66$ m
- ◆ $B_2 = 6 + 2.5 \times (22 - a)$

$$\text{Zone I (amont)} : Q_1 = \frac{k \cdot (h_e - h_1)}{n} \ln\left(\frac{H}{H - h_1}\right)$$

$$\text{Zone II (médiane)} : Q_2 = \frac{k}{2} \frac{(h_1^2 - (h_{av} + a)^2)}{B_1}$$

$$\text{Zone III (aval)} : Q_3 = k \cdot \frac{a}{m}$$

Pour le calcul de h_1 on résout les deux équations tirées de l'égalité de Q_1 avec Q_3 et de Q_1 avec Q_2 , d'où on trouve :

$$Q_1 = Q_2 \Rightarrow a' = H + \frac{b}{m} - \sqrt{\left(H + \frac{b}{m}\right)^2 - h_1^2}$$

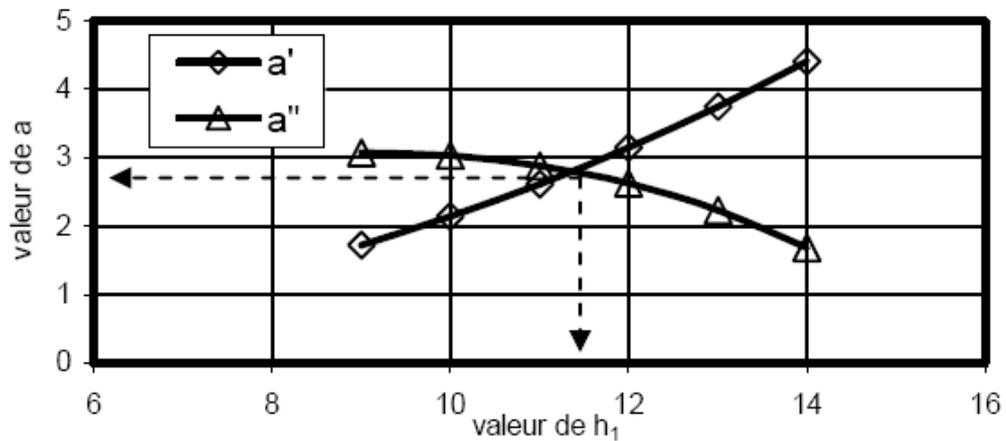
$$Q_1 = Q_3 \Rightarrow a'' = \frac{m}{n} (h_e - h_1) \ln\left(\frac{H}{H - h_1}\right)$$

Avec la résolution de second ordre et dans le tableau : interpolation, deux points p_1 et p_2 de coordonnées respectives $(x_1$ et $x_2)$. L'interpolation est donnée par :

$$y = p \cdot (x - x_1) + y_1$$

Avec la pente p qui s'exprime comme : $p = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}$

H	h_1	h_e	a'	a''
22	14	16	4.4160	1.6860
22	13	16	3.7515	2.2345
22	12	16	3.1548	2.6282
22	11	16	2.6202	2.8881
22	10	16	2.1433	3.0307
22	9	16	1.7205	3.0689
22	11.364	16	2.8079	2.8079



Le débit de fuite sera :

$$Q = Q_1 = Q_2 = Q_3 = 1.123.k$$

Application 6 (Dimensionnement des dispositifs de protection des talus)

On projette de construire un barrage en terre à zones de hauteur de 80m et de largeur à la base de 550m, déterminez la pente des talus amont et aval nécessaire à son stabilité et l'épaisseur de la couche de protection des talus

On vous donne :

- La vitesse des vagues en $V_v = 3.42$ (m/s) ; la hauteur des vagues $h_v = 0.96$ m ;
- Le poids volumique de l'enrochement de protection (rip rap) $\gamma = 2.5$ (t/m³) ;
- Le coefficient de sécurité $K = 1.3$.

Solution

1) Calcul de la pente des talus

On projette de construire un **barrage à zones** de hauteur **supérieur à 20** m donc du tableau 2.2. On tire :

- ◆ La pente amont 1/2, donc : $\lambda_1 = 2$;
- ◆ La pente aval 1/3, donc : $\lambda = 3$;

2) Calcul de l'épaisseur du dispositif de protection du talus (e)

2.1. Formule de TENESSE (formule théorique)

$$e = c.v^2$$

Avec : $\delta = 2,5$ (t/m³) et la pente amont $m_1 = 1/2$ donc du tableau 3.3 $\Rightarrow c = 0,031$

$$\text{AN : } e_1 = 0,031 (3,42)^2 = 0.362 \Rightarrow e_1 = \mathbf{0.362 m}$$

2.2. Formule de CHANKIN

$$e = 1.7 \cdot h_v \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{\sqrt{\lambda_1^2 + 1}}{\lambda_1(2 + \lambda_1)}$$

Avec : h_v : hauteur des vagues. $h_v = 0.96$ m

γ : Poids volumique du rip rap, $\gamma = 2,5$ t/m³

γ_w : Poids volumique de l'eau chargée, $\gamma_w = 1,2$ t/m³

λ_1 : Fruit du parement amont, $\lambda_1 = 2$.

$$\text{AN : } e_2 = 1.7 \cdot 0.96 \cdot \frac{1.2}{2.5 - 1.2} \cdot \frac{\sqrt{2^2 + 1}}{2 \cdot (2 + 2)} \Rightarrow e_2 = \mathbf{0.42 m}$$

2.3. Formule de PICKIN

$$e = \frac{k \cdot 0.178 \cdot h_v}{\gamma - \gamma_w} \cdot \sqrt{1 + \frac{\lambda_1^2}{\lambda}}$$

Avec : $K = 1.3$ on trouve ; AN : $e_3 = \frac{1.3 \cdot 0.178 \cdot 0.96}{2.5 - 1.2} \cdot \sqrt{1 + \frac{2^2}{3}} \Rightarrow e_3 = 0.26 \text{ m}$

2.4. Formule en fonction de la hauteur des vagues

On peut aussi déterminer les dimensions de l'enrochement en fonction de la hauteur des vagues, d'après le tableau 3.4 et avec $h_v = 0.96 \text{ m}$, valeur comprise entre (0.6 à 1.2m) on tire :

L'épaisseur minimum de la couche d'enrochement, $e_4 = 0.45 \text{ m}$

Donc l'épaisseur moyenne est :

$$e_{moy} = \frac{\sum_1^4 e_i}{4} = \frac{0.362 + 0.42 + 0.26 + 0.45}{4} = 0.373 \Rightarrow e_{moy} = 0.40 \text{ m}$$

Application 7 (Réseau d'écoulement et phénomène de renard)

Un barrage doit être fondé sur une couche d'alluvions perméables limité à 20 m de profondeur par un substratum horizontal imperméable. La largeur de ce barrage est de 25m.

La différence du niveau d'eau entre l'amont et l'aval est de 7.50 m.

Le réseau d'écoulement à mailles carrées est tracé sur la figure suivante :

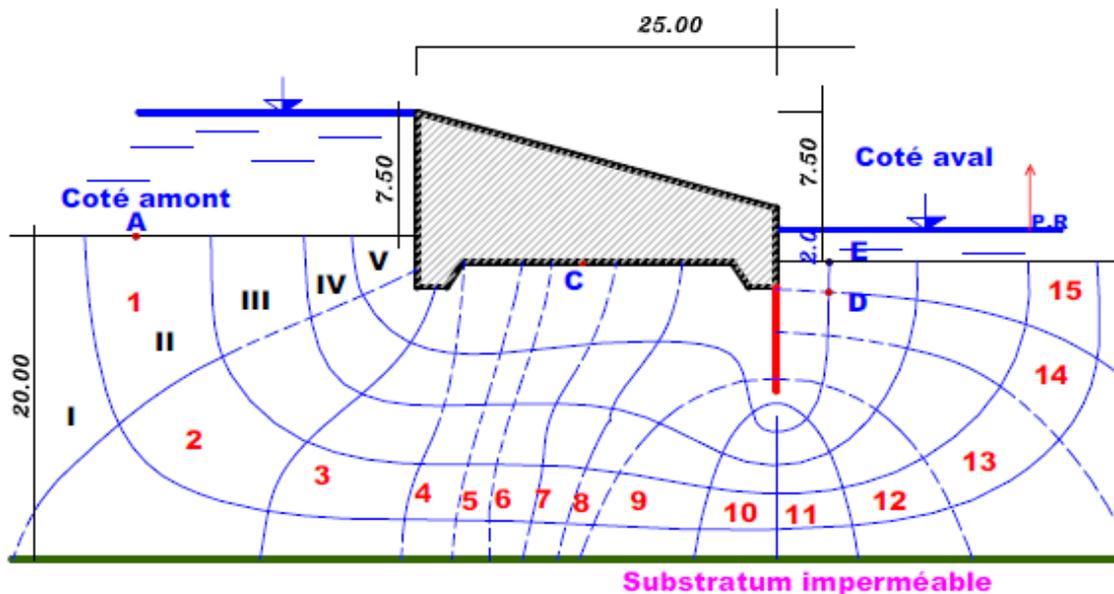


Figure 5.6 : Réseau d'écoulement sous un barrage en terre

- 1) Calculer la pression interstitielle au point C du contact barrage alluvions situé à mi-distance du parement amont et du pied aval du barrage.
- 2) Evaluer le gradient hydraulique de sortie au contact du pied aval du barrage entre les points D et E (DE = 2 m).

En déduire le coefficient de sécurité vis-à-vis du phénomène de renard $F_S = \frac{i_{cr}}{i}$;
(i_{cr} : gradient hydraulique critique)

3) Calculer le débit traversant le sol.

Solution

1) Pression interstitielle au point C

On sait que, pour le point C , la charge hydraulique est :

$$h_c = \frac{U_c}{\gamma_w} + Z_c \Rightarrow U_c = (h_c - Z_c) \cdot \gamma_w$$

D'après le réseau d'écoulement on a : $Z_C = -2$ m et $h_C = h_A - 5,75 \cdot \Delta h$

$$\text{Avec : } h_A = 7,5 \text{ m et } \Delta h = \frac{\Delta H}{N_h} = \frac{7,5}{15} = 0,50$$

On aura : $h_C = 4,625$ m , et

$$U_c = (h_c - Z_c) \cdot \gamma_w = (4,625 - (-2)) \cdot 10 \Rightarrow U_c = 66,25 \text{ KN/m}^2$$

2) Gradient hydraulique de sortie

$$i = \frac{\Delta h}{DE} = 0,25 \text{ et } i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \text{ D'ou : } F_S = \frac{\gamma'}{0,25 \cdot \gamma_w} \Rightarrow F_S = 4,4$$

Donc la sécurité au phénomène de renard est assurée.

3) Débit traversant le sol

$$Q = k \cdot \Delta H \cdot \left(\frac{N_c}{N_h} \right) = 4 \cdot 10^{-5} \cdot 7,5 \cdot \left(\frac{5}{15} \right) \Rightarrow Q = 10^{-4} \text{ (m}^3/\text{s)/ml}$$



*Références
bibliographiques*

Références bibliographiques

- [1] Anton J.Schleiss et Henri Pougatsch (2011) : « Les barrages du projet à la mise en service » Ed : Presse Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne SUISSE, 715p.
- [2] Patrick Le Delliou (2003) : « Les barrages : conception et maintenance ». Ed. ENTPE, presse universitaire de Lyon, 270p.
- [3] R. Rolley, H. Kreitmann, J. Dunglas, A. Pierrejean and L. Rolland (1977), « Technique des barrages en aménagement rural ». Ministère de l'agriculture, Paris, France.
- [4] R. GINOCCHIO (1978) : « L'énergie Hydraulique » ; Eyrolles, Paris, FRANCE
- [5] Rodriguez, Bernardo A., La Rosa, Santos, Avril 2004, « Manuel de conception et projets typiques des digues en terre : Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages », ANB Unité retenues collinaires & Technica Hydraulica,S.A., 28p.
- [6] R. Whitlow « Basic soil mechanics », 3rd Edition Longman, 1996, 559p.
- [7] Alain CARRERE, « Barrages », Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, Doc C5555, 26p.
- [8] Alonso E. (2008), « Chapitre IV : Barrages en remblais ». Cemagref. 53p
- [9] Maurice Bouvard (1984), « Barrage mobiles et ouvrages de dérivation à partir de rivières transportant des matières solides »
- [10] Richard.O.Sinniger, Willi.H.Hager (1989), « Constructions hydrauliques écoulements stationnaires », Presse polytechnique Romandes, 439p.
- [11] J. Costet, G. Sanglerat (1983), « Cours pratique de mécanique des sols T2 »
- [12] G. Sanglerat, G. Olivari, B. Cambou (1983), « Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondation 1 », Edition Dunod, 327p.
- [13] G. Philipponnat , « fondations et ouvrages en terre ».
- [14] Robelt D. Holtz et al , 1991, « Introduction à la Géotechnique », Ed. Ecole polytechnique de Montréal, 774p.
- [15] Adjabi Ayyoub, 2016, « Contribution à la vérification de la stabilité d'un barrage (cas du barrage de Soubella) », PFE Master Option : géotechnique minière Université Larbi Tébessi – Tébessa,
- [16] Corinne Curt, Simon Dieudonné, Anthony Mouyeaux, Laurent Peyras, Daniel Poulain, Nov 2019, « Guide : petits barrages en remblai et situations d'incident », Irstea, 45 p.

- [17] Degoutte G. et al., « Cours conception des barrages », Irstea, 322 p. Groupement d'Antony Section mécanique des sols, « cahier 10 juin 1973 – information technique.
- [18] Dr. Ghodbane Messaoud « Polycopié de cours : Ouvrages hydrauliques, partie A et B », Université de Mohamed Boudiaf M'sila-Faculté de technologie Département d'hydraulique 32p et 50p.
- [19] Khelifa Maalel & Zouheir Hafsia, (mai 2012), « Polycopié de cours : Ouvrages hydrauliques, Pour les élèves des 3^{ème} années GC de l'ENIT », Université de Tunis El Manar, 213p.
- [20] Gresillon, J. M., Royet P. & Mériaux P. (1999), « Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale », Edition : Cemagref.
- [21] Abd esselam Mohamed et Attalah Ferial, 2020, « Etude d'une retenue collinaire à Oued Mechikel w.bba (Etude de stabilité et ODC) », Université Yahia Fares de Medea, P.F.E. M2 Géotechnique, 233p.
- [22] Degoutte G. et al, 2012, « Les déversoirs sur digues fluviales », Editions : Quae, 181 p.
- [23] Armando Lencastre, 1996, « Hydraulique Générale », Ed. Eyrolles Paris.
- [24] Eric GERVREAU, 2016, « Géotechnique, Calcul des fondations et ouvrages en terre. Cours et exercices corrigés », Ed. Ellipses, 294p.
- [25] Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB), 2005, « Dam foundations, Geologic considerations. Investigation methods. Traitement. Monitoring / Fondations de barrage, Considérations géologiques. Méthodes d'investigations. Traitement. Auscultation », Bulletin 129, Ed. Imprimerie de Montligeon - Paris, 488p.

Neto-graphie :

- [a] <https://geniecivilpdf.com/wp-content/uploads/choix-de-site-et-du-type-de-Barrage.pdf>.
- [b] <https://www.techno-science.net/glossaire-definition/Barrage-page-2.html>
- [c] <https://geniecivilpdf.com/wp-content/uploads/hydrologie-pour-les-barrages.pdf>.
- [d] <https://fr.geologyscience.com/branches-de-la-g%C3%A9ologie/g%C3%A9ologie-de-l'ing%C3%A9nieur/construction-de-barrage/>
- [e] Grand Lyon - Fiche n°05 : Bassins de rétention et/ou infiltration, 16p.
https://www.ressources-caue.fr/GED_K/198663591684/200806_gl_eaux_pluviales_pro_fiche_05_bassins_retention_infiltration.pdf