

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : VOA

Présenté par :

ZENATI AHMED

TAHRAOUI Ghlamallah

Sujet du mémoire

**Étude des infiltrations et fuites à travers
la digue d'un barrage en terre**

Soutenu publiquement le / 06 / 2022 devant le jury composé de :

M ^r , CHIKH Abdelbaki	Président
M ^r , KHILOUN Mokhtar	Rapporteur
M ^{me} , KHARROUBI Lamia	Examineur
M ^r , BELMAHI Samir	Examineur

PROMOTION : 2021 – 2022



{ وَقُلْ رَبِّ زِدْنِي عِلْمًا }

Dedicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère

A mon père

A tous mes amis sans exception.

A toute ma famille.

ZENATI AHMED

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à:

- Mes chers parents
- Mes chers frères, soeurs
- Toute ma grande famille et tous mes proches.

TAHRAOUI Ghlamallah

Remerciement

Toute notre gratitude, grace et remerciement vont à Dieu le tout puissant qui nous a donne la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur : Mr KHILOUN Mokhtar pour avoir accepté de nous encadrer, pour son aide, ses conseils et ses encouragements.

Nous remercions les membres de jury Mr CHIKH Abdelbaki Président, Mr BELMAHI Samir et Mme KHARROUBI Lamia examinateurs trouvent ici l'expression de nos profonds respects pour avoir pris la peine et l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience.

Résumé

Certains barrages algériens sont confrontés au problème des fuites d'eau à travers les rives et les fondations. L'étude de ce phénomène s'avère prioritaire, car il peut mettre en danger la stabilité du barrage et réduire sa capacité utile.

L'infiltration d'eau au travers du corps ou de la fondation des ouvrages en remblai est un problème qui peut devenir préoccupant. Le phénomène de l'infiltration de l'eau est évolutif et il peut mettre en péril la pérennité ou la stabilité de ces ouvrages et par conséquent la sécurité du public.

L'infiltration de l'eau à travers le noyau ou la fondation des ouvrages en remblai causant ces phénomènes d'érosion interne, est engendrée par la présence de renard, par le mécanisme de suffusion et d'autres mécanismes.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour but d'analyser l'effet des fuites sur la stabilité d'un barrage en terre et de proposer un système de protection contre les infiltrations dus au coefficient de perméabilité, au gradient hydraulique, et aussi l'augmentation de la pression qui est peut être la cause d'apparition des renards.

Mots clés : barrage en terre, infiltrations, drainage, gradient hydraulique
Stabilité, érosion interne, pression interstitielle

Abstract

Some Algerian dams are confronted with the problem of water leakage through the banks and foundations. The study of this phenomenon is a priority, as it can endanger the stability of the dam and reduce its useful capacity.

Water seepage through the body or foundation of embankment structures is a problem that can become a concern. The phenomenon of water ingress is progressive and can jeopardise the durability or stability of these structures and consequently public safety.

The infiltration of water through the core or foundation of embankment structures causing these internal erosion phenomena is caused by the presence of foxing, by the suffusion mechanism and other mechanisms.

The work presented in this thesis aims to analyse the effect of seepage on the stability of an earth dam and to propose a system of protection against seepage due to the coefficient of permeability, the hydraulic gradient, and also the increase in pressure which may be the cause of the occurrence of foxing.

Key words: earth dam, seepage, drainage, hydraulic gradient Stability, internal erosion, pore pressure

ملخص

تواجه بعض السدود الجزائرية مشكلة تسرب المياه من خلال الضفاف و الأسس. تثبت دراسة هذه الظاهرة أنها أولوية ، لأنها يمكن أن تعرض استقرار السد للخطر. ويقال من قدرته المفيدة

إن تسلل الماء عبر الجسم أو أساس الأعمال في السد يمثل مشكلة يمكن أن تصبح قلقاً. تتطور ظاهرة تسلل المياه و يمكن أن تعرض استدامة أو استقرار هذه الأعمال للخطر و بالتالي السلامة العامة.

يتم توليد تسلل الماء عبر النواة أو أساس الأعمال من خلال ردم هذه الظواهر من التآكل الداخلي ، من خلال وجود الثعلب ، من خلال آلية الاهتمام وغيرها من الآليات. يهدف العمل المقدم في هذه الأطروحة إلى تحليل تأثير التسريبات على استقرار سد الأرض واقتراح نظام الحماية ضد التسلل بسبب معامل النفاذية ، إلى التدرج الهيدروليكي ، وكذلك الزيادة في الضغط الذي قد يكون سبب ظهور الثعالب

الكلمات الرئيسية: سد الأرض ، التسلل ، الصرف ، استقرار التدرج الهيدروليكي ، التآكل الداخلي ، الضغط الخلاقي

Liste des abbreviations

N_h : Nombre de chutes d'équipotentialité,

N_c : Nombre de canaux d'écoulement,

dq : débit dans un canal d'écoulement (entre deux lignes de courant adjacentes) [m^3/s]

Δh : Perte de charge entre deux lignes équipotentiellles adjacentes[m]

a : Distance entre deux lignes de courants[m]

b : Distances entre deux lignes équipotentiellles[m]

U_{M2} : Pression de l'eau[m]

Z_{M2} : Côte du point M_2 par rapport à un plan arbitraire fixé[m]

z_2 : Côte d'un point du barrage[m]

H : Charge hydraulique donnée par la parabole interpolée de Kozeny[m].

T_i : Force de cisaillement à la base de la i ème tranche[N]

b_{ber} : Largeur de la berme[m]

m'_{dr} et m''_{dr} : Pente des talus aval et amont du prisme de drainage[m/m]

m_2 : Pente du talus aval de barrage[m/m]

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval du barrage[m]

h_{dr} : Hauteur du drain de Surface[m]

A : Valeur moyenne de la section mouillée du filtre[m²]

K_r : Perméabilité du remblai du barrage [m/s]

q : Débit de fuite [m³/s/ml]

l_f : Longueur totale du tapis[m]

F : Longueur du Fetch

m : Pentes des talus amont[m/m]

n : Pentes des talus ava[m/m]

L_d : Longueur du tapis de drainage[m]

L_B : Largeur en base du barrage[m]

L_d : Longueur du drain tapis [m]

L_b : Largeur transversale du barrage[m]

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre

n : Porosité du sol en fonction d'unité

K_F : Coefficient de perméabilité du filtre.

K_N : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue

δn : Epaisseur moyenne de la digue[m]

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible

ΔH : Différence du niveau d'eau amont aval[m]

J_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de fondation

K_s : Coefficient de sécurité déterminé d'après le tableau suivant

J_f : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage

T_c : Profondeur de calcul de la zone d'infiltration de la fondation[m]

L : Largeur du barrage à la base[m]

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Généralités sur les barrages en terre.....	4
I.1. Introduction	4
I.2. Types de barrage en terre.....	4
I.2.1. Les barrages en terre homogènes	4
I.2.2. Les barrages en terre à noyau étanche	5
I.2.3. Les barrages en terre à masque amont.....	6
Chapitre II : Infiltrations et fuites dans les barrages en terre.....	8
II-1. Introduction	8
II-2. Généralités sur les sols.....	8
II-3. L'eau dans le sol	8
II-4. Etude des infiltrations dans le barrage	9
II.4.1. Equation de la ligne de saturation	10
II.4.2. Tracé du réseau d'écoulement dans le cas des barrages en remblai par la méthode graphique	11
II.4.3. Débit de fuite	14
II.4.4. Pressions interstitielles et renards	16
II.5. Description des fuites dans les ouvrages en remblai	18
II.5.1. Description d'une fuite	18
II.5.1.1. Description de la fuite à l'amont.....	18
II.5.1.2. Description de la fuite dans le corps de l'ouvrage	18
II.5.1.3. Description de la fuite à l'aval	19
II.6. La surveillance des fuites.....	20
II.6.1. La quantification	20
II.7. Conclusion	21
Chapitre III Méthodes d'analyse de stabilité des talus.....	23
III .1. Introduction.....	23
III .2. Méthodes de calcul de la stabilité	23

III.2.1. Méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité	24
III.2.2. Méthodes de l'équilibre des moments	24
Chapitre IV : Effet des infiltrations sur la stabilité	
d'un barrage en terre	37
IV.1. Introduction	37
IV.2. Types et modes de ruptures des barrages en terre.....	37
IV.2.1. Rupture par instabilité externe (rupture d'ensemble)	38
IV.2.2. Rupture par érosion interne (renards hydraulique)	40
IV.2.3. Rupture par érosion externe.....	44
IV.2.4. Rupture par liquéfaction de la digue ou des terrains de foundation.....	46
IV.3. Conclusion	48
Chapitre V : Problématique de la détection des fuites d'eau dans les barrages en remblai	
V.1. Introduction	50
V.2. Méthodes d'investigation des barrages.....	50
V.2.1. Recherche des indicateurs de fuite d'eau.....	50
V.2.1.1. Etude préliminaire	50
V.2.1.2. Inspections visuelles	51
V.2.1.3. Autres méthodes	52
V.2.2. Méthodes géophysiques	52
V.2.3. Méthodes réalisées en forage	53
V.2.4. Méthodes non destructives en surface	53
Chapitre VI : Dispositifs de protection contre les effets de l'eau.....	
VI.1. Introduction.....	55
VI.2. Filtre.....	55
VI.2.1. Rôle des filtres	55
VI.2.2. Dimensionnement des filtres	55
VI.2.2. Epaisseur du filtre.....	56
VI.3. Drains	56
VI.3.1. Rôle des drains	56
VI.3.2. Différents types de drainages et leur dimensionnement	56
VI.3.2.1. Prisme de drainage	56
VI.3.2.2. Drainage de surface	57
VI.3.2.3. Le drain tapis interne	58
VI.3.2.4. Prisme de drainage avec drain tapis interne.....	59

VI.3.2.5. Drainage a bande	60
VI.3.2.6. Drain vertical.....	60
VI.4. Calcul de la pression interstitielle	61
VI.5. Débit unitaire et épaisseur du drain tapis	62
VI.6. Drainage de la fondation	63
VI.7. Etancheite des fondations des barrages en terre.....	64
VI.8. Protection contre les effets de l'eau (cas du barrage Bougara)	68
VI.8.1. Description du bassin versant du Barrage Col.Bougara.....	68
VI.8.2. Présentation du barrage colonel Bougara	71
VI.8.3. Détermination des côtes caractéristiques	74
VI.8.4. Protection du barrage	76
VI.8.5. Protection des talus.....	78
VI.8.6. Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement	79
VI.8.7. Protection de la crête	80
VI.8.8. Drainage du barrage.....	80
VI.8.9. Vérification de la condition d'absence du phénomène de renard	81
VI.8.10. Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre	82
VI.8.11. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	82
VI.8.12. Fondation du barrage.....	83
VI.9. Conclusion	85
Conclusion générale	87
Bibliographie	90

Liste des figures

Fig. I.1: Barrage en terre homogène	5
Fig. I.2: Barrage en terre hétérogène.....	6
Fig. I.3: Barrage à masque amont	6
Figure II.1: Différents états de l'eau dans le sol	9
Figure II.2: Ligne de Saturation dans un barrage en terre	10
Figure II.3: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène sur sol imperméable sans drain.....	11
Figure II.4: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène avec drain horizontal sur sol impermeable	12
Figure II.5: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène avec drain horizontal sur sol perméable de même perméabilité que le massif	12
Figure II.6: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de terrain d'assise moins perméable que le massif du barrage ($K_1 > K_2$)	13
Figure II.7: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas d'une vidange partielle	13
Figure II.8. Réseau d'écoulement.....	14
Figure II.9: Détermination de la pression interstitielle	16
Figure II.10: Renard dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b)	17
Figure II.11: Représentation schématique des écoulements à travers un ouvrage en terre homogène (d'après Mallet et Pacquant, 1951)	19
Figure III.1: Glissement de terrain	23
Figure III.2: Méthode générale des tranches	24
Figure III.3: La masse du talus découpé en tranches.	25
Figure III.4: La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius. ...	29
Figure III.5 : Représentation des forces inter-tranchent sur une tranche.....	31
Figure III.6: La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop.....	34
Figure IV.1: Rupture par érosion	38

Figure IV.2: Rupture d'ensemble à partir du parement aval (Mériaux et al., 2001).....	39
Figure IV.3: Rupture d'ensemble à partir du parement amont.(Mériaux et Al, 2001).....	40
Figure IV.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 (Fell <i>et al.</i> , 2001) .	42
Figure IV.5: Rupture par affouillement.....	45
Figure IV.6: Rupture par submersion. (Mériaux et al, 2001).....	46
Figure IV.7: Rupture par liquéfaction	47
Figure VI.1 : Prisme de drainage aval.....	57
Figure VI.2 : drainage de surface	58
Figure VI.3 : Drain tapis interne	58
Figure VI.4 : Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations imperméables..	59
Figure VI.5 : Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations perméables.....	59
Figure VI.6 : Drainage à bande des barrages	60
Figure VI.7 : Drain vertical pour barrage en terre.....	60
Figure VI.8 : Soulagement des sous-pressions par puits aval prolongés dans la couche perméable (CIGB, 1997).....	64
Figure VI.9 : Clé d'étanchéité	65
Figure VI.10 : Paroi moulée	66
Figure VI.11 : Voile d'injection	67
Figure VI.12 : Tapis d'étanchéité	67
Photo VI.1 : Barrage Col. Bougara	71
Figure VI.13 : Localisation du barrage de DAHMOUNI (google imagerie).....	71
Photo VI.2 : Digue du Barrage Col. Bougara.....	73
Figure VI.14 : Schéma de calcul d'infiltration	84

Liste des tableaux

Tableau V.1: Étapes de la phase préliminaire et informations recherchées, tiré de Fauchard et Mériaux (2007).....	51
Tableau VI.1. Caractéristiques des dénivelées dans le sous-bassin versant du barrage Bougara.....	69
Tableau VI.2. Superficie et portion des communes situées dans le sous-bassin versant du barrage Bougara	69
Tableau VI.3. Caractéristiques des dénivelées dans le sous-bassin versant du barrage Dahmouni	70
Tableau VI.4. Communes dans le sous-bassin versant du barrage Dahmouni	70
Tableau VI.5. levé bathymétrique du barrage C. Bougara	73
Tableau VI.6: Analyse granulométrique du remblai.....	76
Tableau VI.7. Valeurs indicatives des pentes des talus.....	78
Tableau VI.8. Epaisseur mini de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues	79
Tableau VI.9. Différentes caractéristiques de la digue.....	81
Tableau VI.10. Classification des barrages	83
Tableau VI.11. Gradient admissible à travers le remblai terreux	83
Tableau : VI.12. Détermination du gradient d'Infiltration admissible.....	84
Tableau : VI.13. Détermination de coefficient de sécurité	84

Introduction générale

Introduction générale

Le problème de fuites revêt une grande importance, surtout pour les pays comme l'Algérie où le développement économique est lié aux quantités d'eau emmagasinées au sein des retenues de barrages. La réalisation d'un barrage provoquera les infiltrations des eaux par les berges et le fond de la cuvette. Cependant, le volume infiltré dépend de la nature de la roche et la profondeur de la retenue.

Ce phénomène est beaucoup plus grave qu'on imagine, il ne s'agit plus de perte de capacité de l'eau, mais plutôt la déstabilisation de l'ouvrage. La quantification des infiltrations dans le temps est indispensable dans un barrage pour remédier au problème. A titre d'information, une augmentation du débit des infiltrations dans le temps pour la même cote signifie qu'il y a un problème dans le barrage.

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers les barrages en terre doivent être étudiées sous deux angles différents : d'une part, elles peuvent mettre en jeu la sécurité de l'ouvrage et compromettre sa stabilité si certaines précautions ne sont prises contre les risques qu'entraînent les renards et les pressions de filtration, d'autre part,

La stabilité des barrages en terre dépend de leur géométrie, des propriétés mécaniques des matériaux utilisés mais aussi des forces dues aux pressions interstitielles développées surtout lors des variations importantes pendant le remplissage ou la vidange. Quelle que soit la perméabilité d'un barrage en remblai, il y a toujours des infiltrations à travers son massif. Au cours du temps ce phénomène peut dégrader progressivement la stabilité de l'ouvrage par l'érosion régressive et les débits de fuite excessifs. Le contrôle des écoulements dans un barrage en terre doit être recherché de telle manière que les paramètres liés aux infiltrations restent inférieurs aux paramètres critiques (gradient hydraulique, débit, pression interstitielle).

Pour intercepter ces infiltrations dans le massif des barrages en terre, nous disposons dans des zones bien définies, de dispositifs permettant la maîtrise et la canalisation des écoulements par un ensemble filtres-drains.

Le souci majeur du concepteur demeure toujours la combinaison de l'étanchéité de l'ouvrage avec les dispositifs de maîtrise et de contrôle des infiltrations. Ces dispositions doivent être adaptées d'une manière adéquate pour pouvoir éviter soit des percolations excessives soit des problèmes liés aux mécanismes d'érosion interne.

A priori, l'étude a pour but de bien comprendre le phénomène qui se passe dans le corps du barrage afin de pouvoir assurer la sécurité de l'ouvrage en terre.

Les ruptures et les endommagements des barrages montrent que l'érosion interne provoquée par des infiltrations dans le corps et la fondation du barrage, représente un risque sérieux pour la sécurité et la stabilité des digues du barrage.

Les écoulements à travers le corps du remblai et la vidange/remplissage du réservoir peuvent engendrer des tassements et des déformations importantes. Par conséquent, il est nécessaire pour la sécurité de la digue de pouvoir prédire et délimiter des zones d'infiltrations en fonction du niveau de remplissage.

IL est nécessaire d'effectuer des inspections et d'adopter des programmes de surveillance appropriés pour obtenir plus d'informations sur le statut des barrages en remblai. Ceci est notamment évalué par la mesure des infiltrations ou l'évaluation des fuites, la mesure des pressions et l'observation des mouvements (en surface ou sur les flancs). Les mesures d'infiltration donnent une bonne couverture du barrage entier, par rapport à celle de la pression et des mouvements qui fournissent des informations ponctuelles.

Pour bien mener ce travail, notre étude est divisée en 6 parties :

- Généralités sur les barrages en terre
- Infiltrations et fuites dans les barrages en terre
- Méthodes d'analyse de stabilité des talus
- Effet des infiltrations sur la stabilité d'un barrage en terre
- Problématique de la détection des fuites d'eau dans les barrages en remblai
- Dispositifs de protection contre les effets de l'eau

Chapitre I

Généralités sur

les barrages en terre

Chapitre I : Généralités sur les barrages en terre

I.1. Introduction

On appelle barrages en remblais tous les barrages construits avec des matériaux terreux. Cette catégorie de barrages regroupe plusieurs catégories différentes par les types de matériaux utilisés et la méthode employée pour assurer l'étanchéité. Ainsi les matériaux de construction peuvent avoir une granulométrie étendue avec une gamme de grains allant de très fins au grossier.

L'utilisation des matériaux locaux généralement bon marché et leurs disponibilités à proximité du site fait que la solution barrage en remblais est intuitivement choisie par rapport aux autres types de barrages.

I.2. Types de barrage en terre

Les barrages en terre compactés peuvent être divisés en trois principaux types : les ouvrages en terre homogènes, ceux à noyaux étanches et ceux à masques amont.

I.2.1. Les barrages en terre homogènes

ILS sont totalement construits avec un seul matériau qui est le plus souvent argileux remplissant simultanément les deux fonctions d'écran et de masse. Ce matériau doit présenter des caractéristiques permettant de garantir une étanchéité suffisante et une stabilité du remblai. Fig. I.1

Leur simplicité a permis de développer une technique de réalisation bien maîtrisée tout en assurant une grande sécurité, néanmoins ce type de barrage est surtout adopté pour la réalisation de retenues collinaires et de petits barrages.

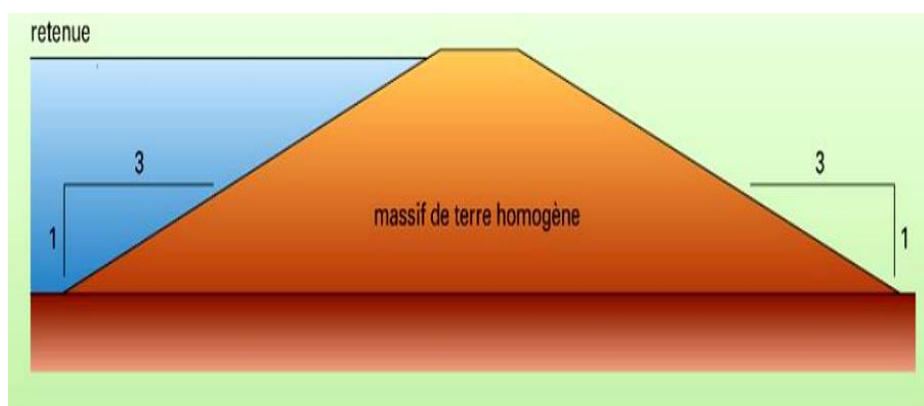


Fig. I.1: Barrage en terre homogène

I.2.2. Les barrages en terre à noyau étanche

Dans le cas où la quantité des matériaux imperméables disponibles sur site est insuffisante pour réaliser tout le corps du barrage, on opte le plus souvent pour un ouvrage à zones avec un noyau en argile assurant l'étanchéité. Fig. I.2.

La stabilité du massif sera assurée par des zones perméables appelées recharges. Ces recharges peuvent être au nombre variables et disposées différemment d'un barrage à un autre en fonction de la nature du matériau et des conditions spécifiques à chaque barrage. Ce type de barrages présente toutefois l'inconvénient d'une mise en oeuvre plus compliquée et onéreuse surtout si la vallée est étroite et où le travail mécanisé devient plus compliqué. Un autre inconvénient, est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones.

Par contre, pour les ouvrages importants, les matériaux grossiers de recharges sont plus résistants que les matériaux argileux, on peut donc construire des talus plus raides et on contrôle mieux les écoulements dans le corps du barrage.

Notons que le noyau étanche peut être vertical ou incliné et parfois remplacé par un diaphragme en béton au ciment ou bitumineux.

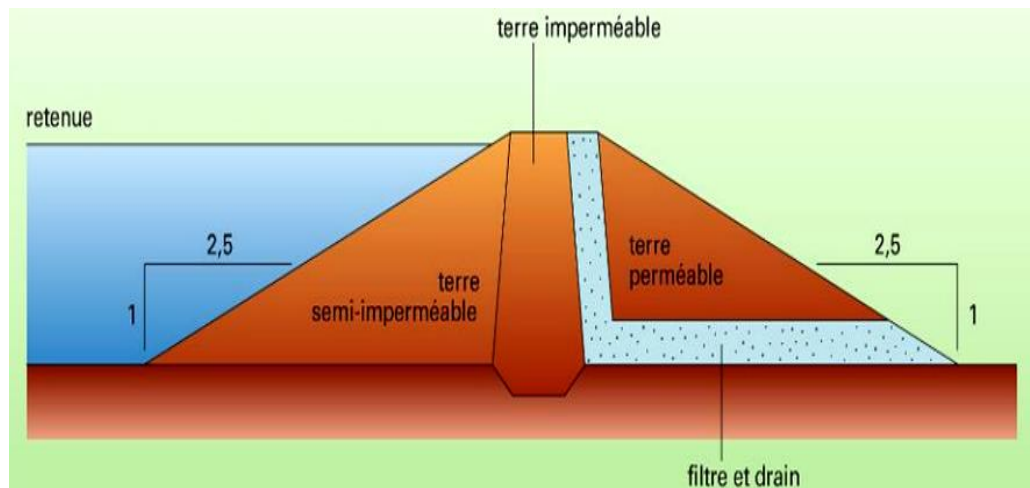


Fig. I.2: Barrage en terre hétérogène

I.2.3. Les barrages en terre à masque amont

Les barrages en terre à masque sont des remblais perméables avec un écran imperméable appelé masque placé sur le parement amont. Fig. I.3.

Le corps du barrage est construit avec un matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage.

Le masque qui assure l'étanchéité peut être en béton, en produits bitumineux ou en géomembrane. La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage de pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissements.

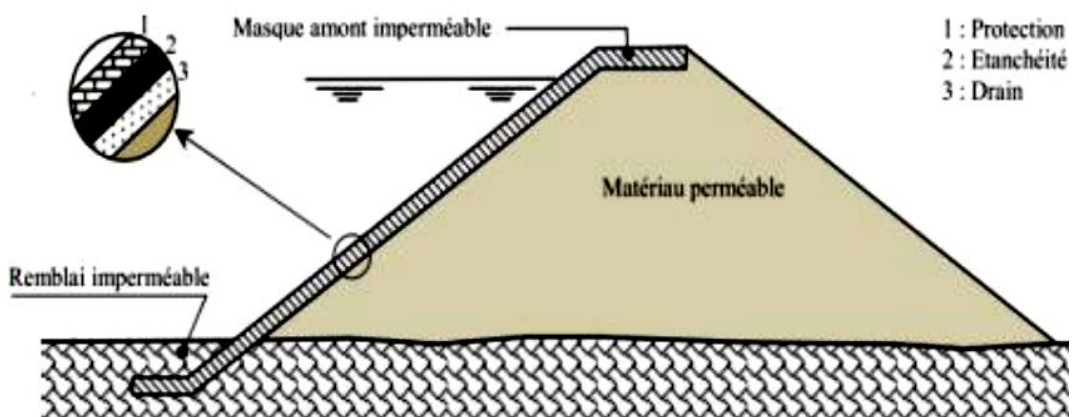


Fig. I.3: Barrage à masque amon

Chapitre II

Infiltrations et fuites

dans les barrages

en terre

Chapitre II : Infiltrations et fuites dans les barrages en terre

II-1. Introduction

Les infiltrations dans le corps de la digue peuvent induire des phénomènes pouvant nuire à la stabilité du barrage tels que :

- L'érosion régressive.
- Les débits de fuite excessifs.
- La stabilité des talus.

C'est pour cela qu'on s'intéresse à réduire à des valeurs acceptables les débits d'infiltration et de les contrôler pour garantir l'ouvrage contre les dangers d'instabilité. Il est nécessaire de connaître avant la construction, la position de la ligne de saturation et les valeurs des pertes par infiltration.

II-2. Généralités sur les sols

Le sol est un système complexe qui se constitue de particules dont la composition chimique et minéralogique diffère et dont la taille, la forme et la disposition varient.

L'agencement de ces particules détermine les caractéristiques de l'espace poreux dans lequel l'eau et l'air circulent ou sont retenus. La séparation des trois phases : sol, eau, air n'est pas facile car elles sont interdépendantes et sont extrêmement liées l'une à l'autre. Cependant pour pouvoir analyser leur effet dans le système complexe qu'ils constituent ; on les considère arbitrairement comme des constituants indépendants.

L'expression de la texture du sol renseigne sur la gamme de la taille des particules du sol. Plusieurs classifications textuelles sont utilisées pour caractériser un sol qui est basé en général sur la division des particules en trois gammes de tailles connues : sable, limon et argiles.

II-3. L'eau dans le sol

A l'intérieur d'un sol, l'eau peut se trouver dans plusieurs états, suivant l'intensité des forces liant ses molécules aux particules solides. On distingue :

l'eau de constitution, qui entre dans la composition chimique des minéraux dont les particules de sol sont formées

l'eau liée ou absorbée, à la surface des grains très fins, qui est orientée par les forces d'attraction moléculaire et les forces électrostatiques ; elle a une viscosité élevée et ne transmet pas les pressions

l'eau libre, qui circule librement dans les pores du sol sous l'effet des forces de pesanteur ;

l'eau capillaire, qui, dans les sols non saturés, en présence d'air ou d'autres gaz, est retenue dans les canaux les plus fins du sol par les forces capillaires.

Ces liaisons de l'eau avec les particules du sol dépendent de la nature minéralogique des particules et de leurs dimensions.

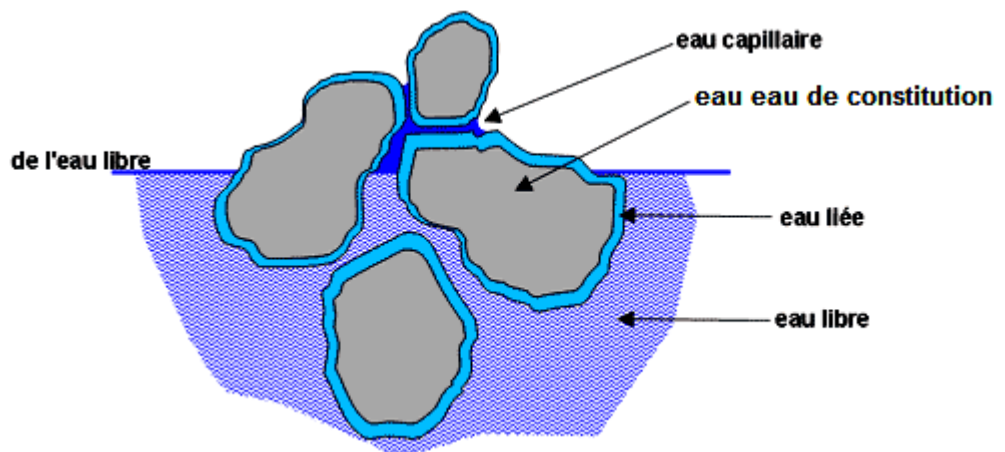


Figure II.1: Différents états de l'eau dans le sol

II-4. Etude des infiltrations dans le barrage

Les infiltrations dans les barrages en terre doivent être abordées sous des angles différents qui doivent aboutir à :

La détermination de la ligne de saturation ;

La détermination de la vitesse d'infiltration ;

La détermination des pressions interstitielles et renards ;

L'évaluation du débit par infiltration ;

Un dispositif de protection

II.4.1. Equation de la ligne de saturation

On parle d'une ligne de saturation dans une coupe transversale car dans la réalité c'est une surface suivant laquelle la pression est égale à la pression atmosphérique. Cette dernière est appelée ligne phréatique et représente le niveau de la surface libre dans le corps du barrage ou plus exactement elle représente la limite entre la partie sèche/humide et la partie saturée d'eau du barrage.

La méthode pour tracer de cette ligne a été proposée par Kozeny qui a montré que pour un barrage en terre homogène, la ligne de saturation est assimilable à une parabole dans sa partie médiane.

L'équation de la ligne de saturation s'écrit de la manière suivante :

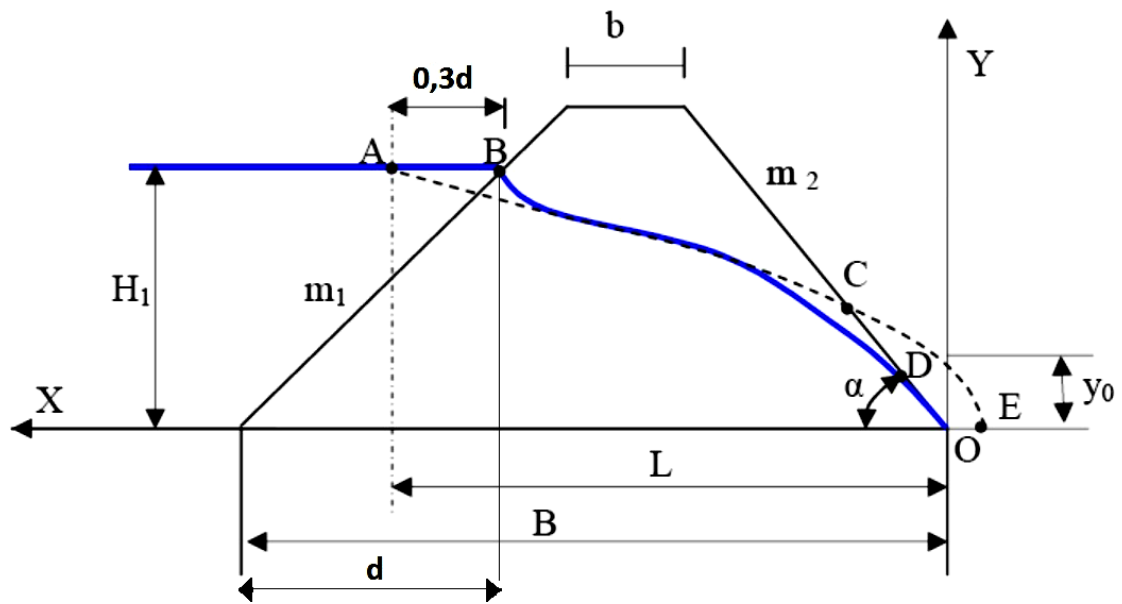


Figure II.2: Ligne de Saturation dans un barrage en terre

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad (\text{II.1})$$

Avec
$$y_0 = \sqrt{(H_1^2 + L^2)} - L \quad (\text{II.2})$$

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole. En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé au $\frac{2}{3}$ de OC.

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

II.4.2. Tracé du réseau d'écoulement dans le cas des barrages en remblai par la méthode graphique

La solution graphique du problème d'infiltration des barrages en remblai se ramène donc à tracer un réseau de lignes orthogonales, les conditions aux limites étant connues. Dans le cas d'un massif homogène reposant sur une assise imperméable, la ligne de saturation et la ligne au contact massif- assise sont deux lignes de courant.

Le parement amont est une équipotentielle (Figure II.3). Si le massif comporte un tapis drainant, la ligne équipotentielle au coté du drain est une ligne à pression atmosphérique (Figure II.4).

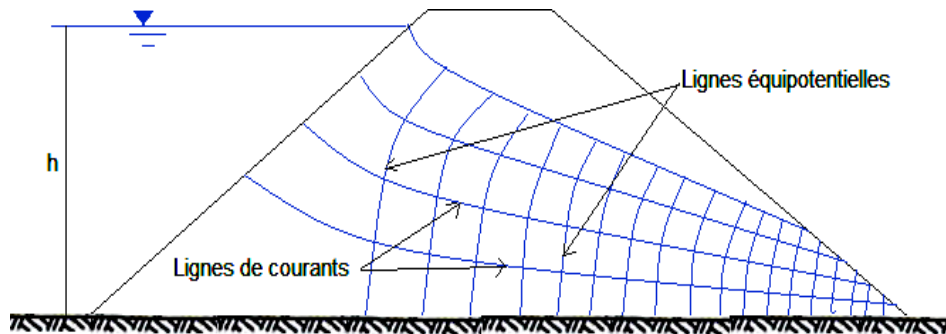


Figure II.3: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène sur sol imperméable sans drain

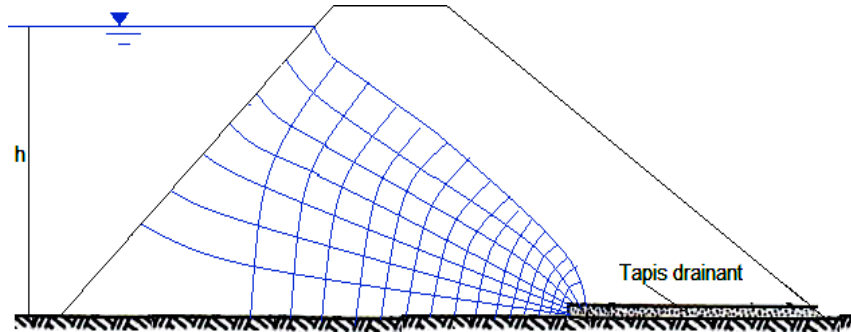


Figure II.4: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène avec drain horizontal sur sol imperméable

Si les terrains d'assise sont perméables sur une hauteur finie avec une perméabilité semblable à celle du massif du barrage, la ligne de saturation et la ligne limitant la partie inférieure de la couche perméable sont des lignes de courants limites constituant les frontières du système considéré (Figure II.5).

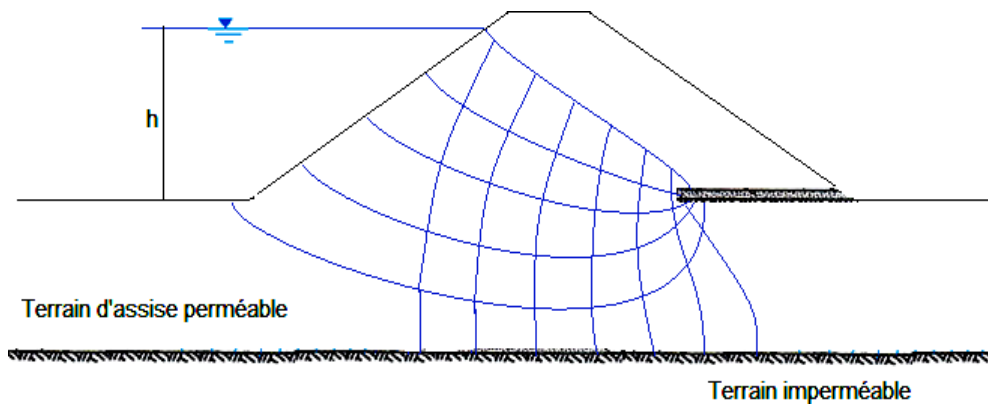


Figure II.5: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène avec drain horizontal sur sol perméable de même perméabilité que le massif

Si l'écoulement se fait à travers des couches de différentes perméabilités, les lignes de courant se réfractent au contact de la surface de séparation des deux couches. Elles se

resserrent lorsqu'elles entrent dans un matériau plus perméable ou s'écartent dans un matériau moins perméable (Figure II.6).

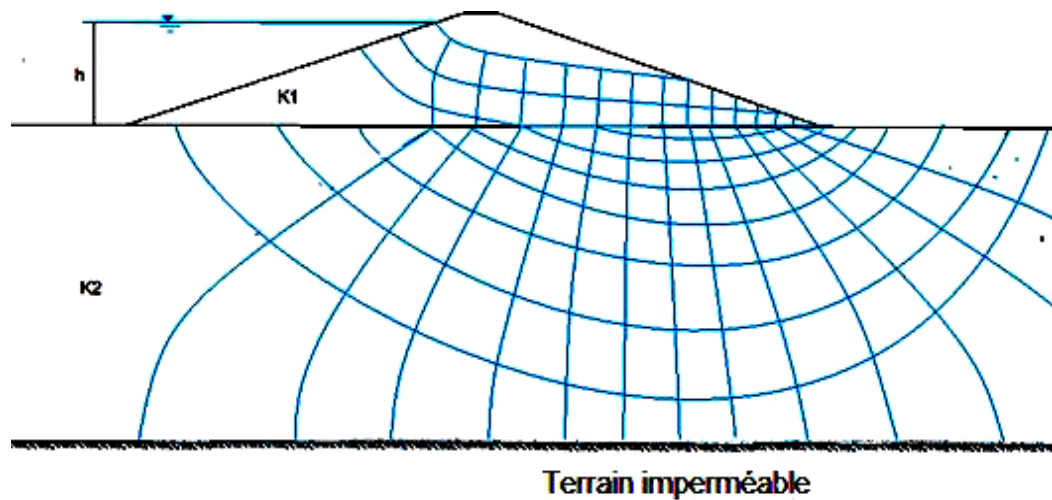


Figure II.6: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de terrain d'assise moins perméable que le massif du barrage ($K_1 > K_2$)

Dans le cas de vidange rapide les lignes se répartissent différemment puisque le parement amont n'est plus une ligne équipotentielle et son potentiel varie en fonction du point considéré (Figure II.7).

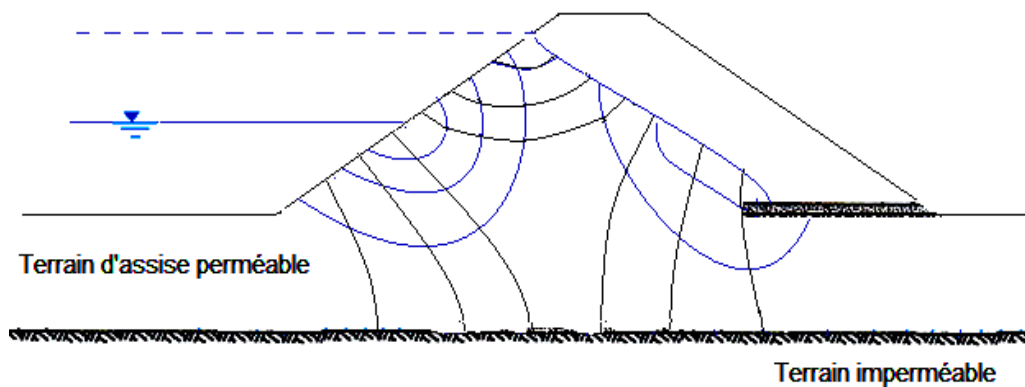


Figure II.7: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas d'une vidange partielle

II.4.3. Débit de fuite

La loi de Darcy permet d'évaluer le débit de fuite connaissant le réseau d'écoulement.

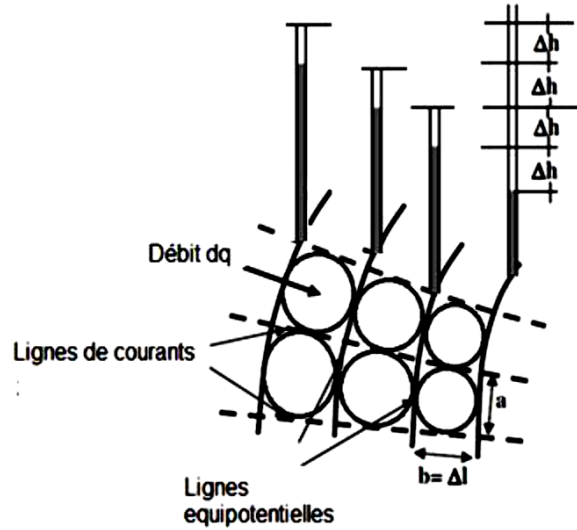


Figure II.8. Réseau d'écoulement

D'après la figure V.9 les termes suivants sont définis comme suit :

N_h = Nombre de chutes d'équipotentialité,

N_c = Nombre de canaux d'écoulement,

dq = débit dans un canal d'écoulement (entre deux lignes de courant adjacentes)

Δh = perte de charge entre deux lignes équipotentiellelles adjacentes

Considérons une maille 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 équipotentiellelles,

La perte de charge est : $\Delta h = \frac{h}{N_h}$ et le gradient hydraulique est : $i = \frac{\Delta h}{\Delta l} = \frac{\Delta h}{b}$

D'où
$$i = \frac{h}{b.N_h} \quad (II.3)$$

D'après la loi de DARCY le débit est : $dq = v.S = K.i.S = K \cdot \frac{h}{b.N_h} .a$

Chapitre II : Infiltrations et fuites dans les barrages en terre

Le débit total par unité de largeur sera : $Q = K \cdot \frac{h}{b \cdot N_h} \cdot a \cdot N_c$

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

Dans ce cas, le débit total est. $Q = K \cdot h \cdot \frac{N_c}{N_h}$

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

$$Q = K \cdot h \cdot \frac{N_c}{N_h} \cdot L \quad (\text{II.4})$$

La méthode de calcul exposée si dessus est générale. D'autres méthodes tenant compte de l'angle α que fait le talus aval avec l'horizontale et basées également sur la loi de Darcy sont appliquées pour le calcul du débit de résurgence (Rolley, Kreitmann et al. 1977).

Si $\alpha < 30^\circ$ $Q = K \cdot b \cdot \sin^2 \alpha$ (II.5)

Avec $b = OD = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha}$ (II.6)

Si $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ $Q = K \cdot y_0$

y_0 est l'ordonnée du point de sortie de la surface libre.

II.4.4. Pressions interstitielles et renards

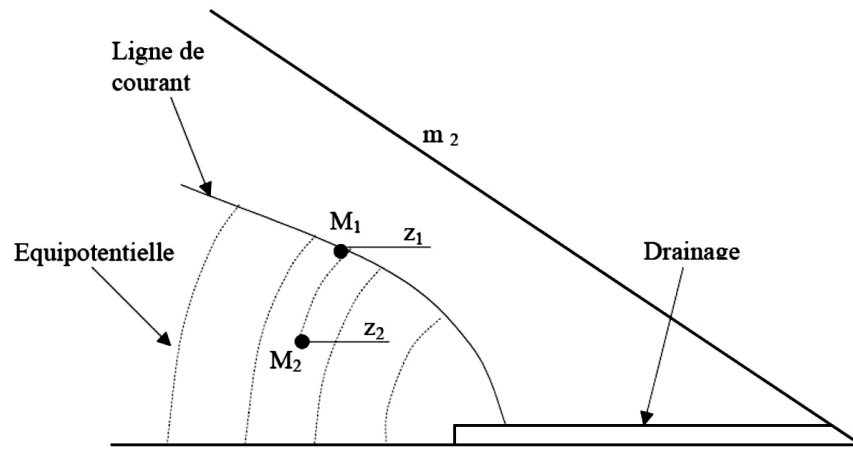


Figure II.9: Détermination de la pression interstitielle

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

D'après la Figure II.8 la charge hydraulique H_{M_2} au point M_2 est égale à :

$$H_{M_2} = \frac{U_{M_2}}{\gamma_w} + Z_{M_2} \quad (\text{II.7})$$

U_{M_2} et z_{M_2} sont respectivement la pression de l'eau et la cote du point M_2 par rapport à un plan arbitraire fixé.

d'où : $U_{M_2} = (H_{M_2} - z_{M_2})\gamma_w$

De meme $U_{M_1} = (H_{M_1} - z_{M_1})\gamma_w$

$U_{M_1} = 0$

et comme (le point M_1 se trouve sur la ligne de saturation)

$H_{M_1} = H_{M_2} = z_{M_1}$ alors la pression au point M_2 se calcule par:

$$U_{M_2} = (z_{M_1} - z_{M_2})\gamma_w \quad (\text{II.8})$$

z_2 est la côte d'un point du barrage et $z_1 = H$ la charge hydraulique donnée par la parabole interpolée de Kozeny.

Sur la ligne de saturation $u=0$ car $z_2=0$

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 II.9) ; surtout dans la partie amont qui est en général la plus soumise à de forts gradients hydrauliques.

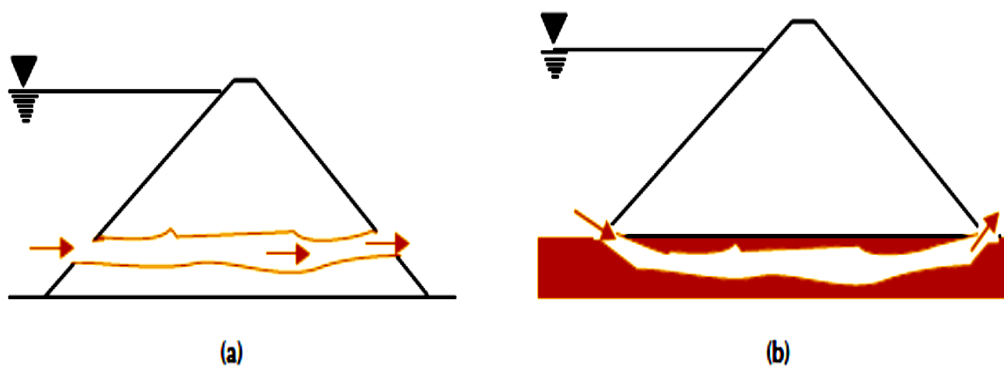


Figure II.10: Renard dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b)

Les renards surviennent quand le gradient hydraulique dépasse la valeur critique :

$$\frac{\gamma_i}{\gamma_w} = \frac{\text{poids volumique immergé du terrain}}{\text{poids volumique de l'eau}}$$

Si le gradient dépasse cette valeur critique, cela signifie que ce gradient est ascendant et vertical, il s'oppose alors aux forces de pesanteur ; la résultante de ses deux forces est dirigée vers le haut, 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.

II.5. Description des fuites dans les ouvrages en remblai

Par la suite, on appellera fuite tout écoulement à travers un ouvrage hydraulique.

Les causes de fuites peuvent être multiples :

- Perméabilité naturelle de l'ouvrage,
- Défauts des joints,
- Fissuration des appuis,
- Infiltrations et phénomènes d'érosion interne et externe sur les barrages en remblai.

II.5.1. Description d'une fuite

II.5.1.1. Description de la fuite à l'amont

Les points d'infiltration amont, aussi appelés points d'entonnement, ne sont pas évidents à repérer. La première difficulté est d'ordre pratique : le parement amont est noyé donc les désordres ne sont pas facilement visibles.

Lorsqu'un ouvrage en remblai présente des fuites qui exigent des réparations, souvent les travaux ne visent pas directement la cause, trop difficile à cerner, mais ont pour but de barrer les chemins d'écoulement.

II.5.1.2. Description de la fuite dans le corps de l'ouvrage

Pour un ouvrage hydraulique homogène sans étanchéité amont, la forme des écoulements dans le corps de l'ouvrage est connue, une estimation du débit d'infiltration peut être facilement obtenue.

Le problème se complique dès lors que l'ouvrage est constitué de matériaux hétérogènes et qu'il comporte une étanchéité amont. Dans ces cas, l'écoulement à travers l'ouvrage se fait le long de chemins préférentiels où la perméabilité est localement plus élevée. Plusieurs raisons peuvent expliquer les variations de perméabilité :

- certaines couches ont pu être moins compactées et sont donc plus perméables.
- Les matériaux de l'ouvrage sont hétérogènes ; certains matériaux du sol en place, utilisés lors de la construction, sont de plus faible perméabilité. Pour les digues, cette situation est fréquemment rencontrée lorsque les matériaux alluvionnaires ont été utilisés.

L'érosion interne, si elle se produit, va agrandir les chemins d'écoulements qui prendront une forme cylindrique, si l'érosion évolue vers un renard.

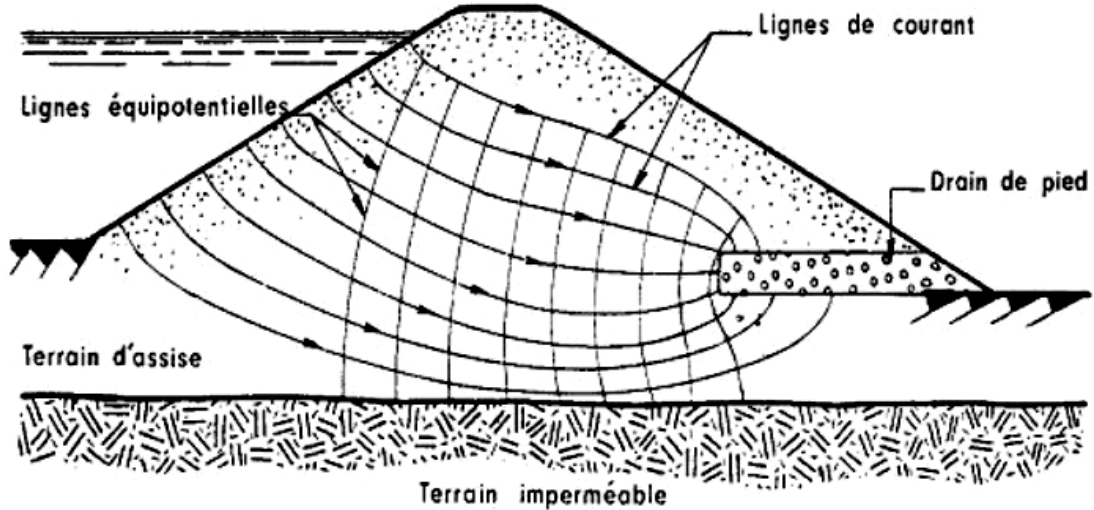


Figure II.11: Représentation schématique des écoulements à travers un ouvrage en terre homogène (d'après Mallet et Pacquant, 1951)

II.5.1.3. Description de la fuite à l'aval

La mesure de débit caractérise l'intensité de la fuite. Si la fuite peut être collectée, deux techniques peuvent être utilisées : les mesures à la capacité, les mesures à l'aide d'un seuil. Les mesures de débit à la capacité consiste à remplir un volume d'eau dans un temps donné pour obtenir une évaluation du débit.

Le débit peut être mesuré à partir d'un seuil. La donnée mesurée est la hauteur d'eau au-dessus du seuil. Cette grandeur est directement en lien avec le débit. Ce type de méthode est adaptée aux fuites localisées et dont le débit est suffisamment important. Pour des fuites diffuses, le caractère ponctuel de la mesure la rend non représentative, à moins d'ajouter pour ce type de fuite, un moyen de drainage. Les ouvrages récents intègrent un dispositif de drainage chargé de collecter les eaux d'infiltration. Les eaux des drains sont ensuite collectées et peuvent être jaugées. Concernant les digues, un canal de drainage, aussi appelé contre-canal ou canal de fuite, est souvent construit en pied aval. Il permet de récolter les eaux d'infiltration du corps de digue et celles transitant par les fondations.

Le suivi du débit du contre-canal à l'entrée et la sortie de différents tronçons permet également d'estimer le débit des fuites en provenance de l'ouvrage. Cette mesure est intégrante, elle renseigne sur le débit de fuite d'un tronçon de digue, mais elle n'est applicable que si les débits de fuite sont importants.

Dans le cas de fuite importante, la présence d'une fuite se manifeste à l'aval de l'ouvrage par des zones humides, des suintements, des résurgences sur le parement aval et le pied de digue aval. Parfois des résurgences sont détectées à une certaine distance de l'ouvrage.

Si l'origine de la fuite est l'érosion interne, l'écoulement à sa sortie peut être chargé de fines particules de sol.

II.6. La surveillance des fuites

II.6.1. La quantification

Les fuites détectées doivent être quantifiées si possible et dans tous les cas, un suivi dans le temps doit être mené. La quantification n'est possible que si le débit est suffisant : une zone humide ne peut être quantifiée, en revanche, il faut organiser un suivi de cette zone. La quantification permet d'évaluer la dangerosité de la fuite ou son impact sur la production. C'est un critère décisionnel important pour le lancement de réparation.

La diminution du débit de fuite révèle un colmatage des chemins de fuites. Le colmatage, s'il se produit du côté aval de l'ouvrage, peut avoir des conséquences néfastes vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage. En effet, le colmatage des chemins de fuite va entraîner une augmentation des pressions qui peut déboucher sur des problèmes d'instabilité. Un colmatage à l'amont est bénéfique. Il augmente la capacité d'étanchéité de l'ouvrage. La stabilisation du débit de fuite traduit l'absence d'érosion interne. L'augmentation du débit est signe d'une érosion interne évolutive. De plus en plus de particules de sol sont arrachées et transportées, ce qui conduit à une augmentation de la perméabilité et donc du débit de fuite.

II.7. Conclusion

En conclusion, on note que l'infiltration des eaux à travers le corps du barrage ou sa fondation, est un phénomène qui est dû au gradient hydraulique et au coefficient de perméabilité. L'écoulement gravitaire de ces filets d'eaux entraînant avec lui les particules fines du sol. Ainsi, sous l'effet de pression elle forme un petit tunnel qui est dévastateur pour l'ouvrage et un danger pour sa stabilité.

Chapitre III

Méthodes d'analyse de stabilité des talus

Chapitre III : Méthodes d'analyse de stabilité des talus

III.1. Introduction

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse

(1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (figure III.1).

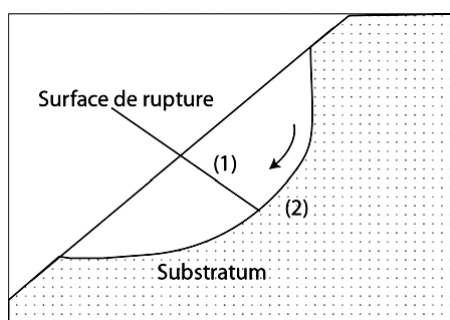


Figure III.1: Glissement de terrain

III.2. Méthodes de calcul de la stabilité

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

Les méthodes des éléments finis.

Les méthodes des abaques.

Pour les méthodes sur l'équilibre limite. La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

- Ou bien on étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est ; la plupart du temps supposé circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIAREZ.....).
- Ou bien on décompose le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la « méthodes des tranches » (méthode de FELLENIUS, méthode de BISHOP...).

III.2.1. Méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité :

Il existe plusieurs dizaines de méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformabilité du sol.

Ces méthodes peuvent être classées selon plusieurs critères, dans le présent chapitre ces méthodes seront classées selon la nature des forces considérant dans la vérification de l'équilibre qu'ils soient des forces, des moments ou des forces et des moments en même temps.

III.2.2. Méthodes de l'équilibre des moments

Les méthodes qui supposent une surface de rupture circulaire envisagent l'équilibre des moments sur le centre du cercle pour l'ensemble de la masse libre composé de toutes les tranches.

A) Méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement – Figures

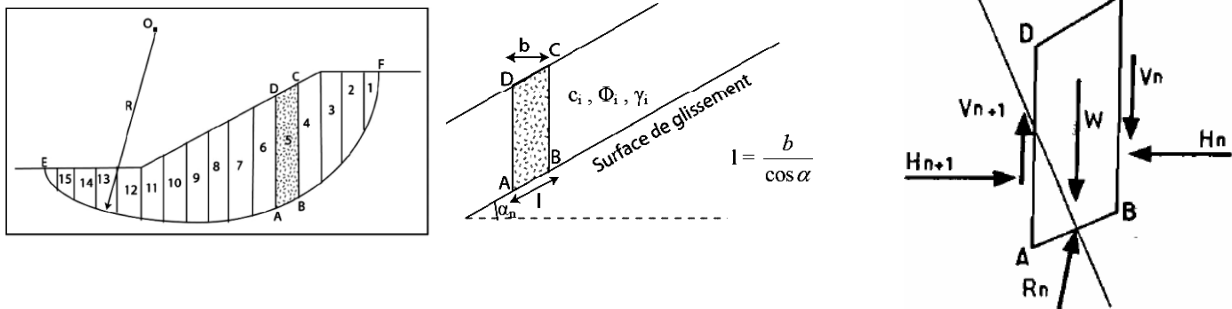


Figure III.2: Méthode générale des tranches

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

- Son poids $W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$
- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts verticaux V_n et V_{n+1}
- La réaction R du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.

Le principe de la méthode consiste à découper le massif situé au dessus de la ligne de rupture en tranches. L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très minces pour obtenir une précision suffisante. Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle.

Se référant à la pente et la surface circulaire de rupture illustré dans la figure III.3, le moment moteur peut être exprimé comme:

$$M = \sum W_i \cdot a_i \quad (III.1)$$

Où W est le poids de la i ème tranche et a est la distance horizontale entre le centre du cercle et le centre de la tranche. Les distances vers la crête de la pente, à la droite du centre, sont positives; les distances vers le pied de la pente, à la gauche du centre, sont négatives. Bien que théoriquement, le bras de levier soit mesuré à partir du centre du cercle au centre de gravité de la tranche, un nombre suffisant de tranches permet de considérer les différences entre le centre et le centre de gravité de la tranche sont négligeables.

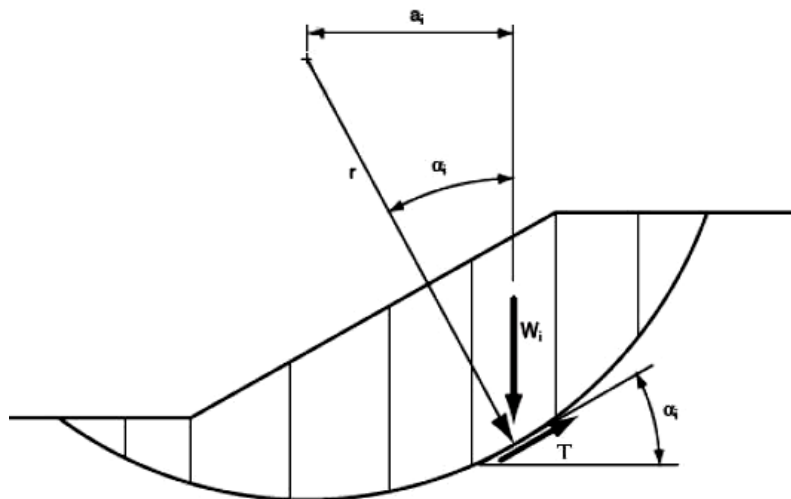


Figure III.3: La masse du talus découpé en tranches.

Le bras de levier (a_i) dans l'équation (III.1) peut être exprimé en termes de rayon du cercle et de l'inclinaison de base de la tranche respectifs. Bien que la base de la tranche soit courbée, la base peut être considérée comme une ligne droite, comme l'a suggéré dans la figure III.3, avec une perte négligeable de la précision.

L'inclinaison de la base du morceau est représentée par l'angle α_i . Mesuré entre la base de la tranche et de l'horizontale. L'angle entre une ligne prolongée à partir du centre du cercle au centre de la base de la tranche et une ligne verticale est aussi égal à l'angle α_i . Ainsi, le bras de levier est exprimée par:

$$a_i = r \cdot \sin \alpha_i \quad (\text{III.2})$$

Et le moment moteur exprimé dans la relation (III.1) devient:

$$M = r \cdot \sum W_i \sin \alpha_i \quad (\text{III.3})$$

Le rayon dans l'équation (III.4), a été transféré en dehors de la somme, car le rayon est constant pour un cercle. Le moment résistant est fourni par la contrainte de cisaillement r sur la base de chaque tranche; la contrainte normale u sur la base de chaque tranche agit à travers le centre du cercle, et donc ne produire aucun moment. Le moment résistant de toutes les tranches est:

$$M_r = \sum r \cdot T_i = r \sum T_i \quad (\text{III.4})$$

Où T_i est la force de cisaillement à la base de la i ème tranche et la sommation est effectuée pour toutes les tranches. La force de cisaillement est le produit de la contrainte de cisaillement τ_i et la surface de la base de la tranche de l'unité d'épaisseur Δl .

Ainsi

$$M_r = r \cdot \sum \tau_i \cdot \Delta l_i \quad (\text{III.5})$$

La contrainte de cisaillement peut être exprimée en termes de la force de cisaillement et le facteur de sécurité par l'équation (III.3) à donner :

$$M_r = r \cdot \sum \frac{T_i \cdot \Delta l_i}{F} \quad (\text{III.6})$$

Assimiler le moment résistant [Eq. (III.6)] et le moment moteur [Eq. (III.4)] et les réorganiser,

l'équation suivante peut être écrite pour le coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum T_i \cdot \Delta l_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (\text{III.7})$$

Pour une contrainte totale, la résistance au cisaillement est exprimée par :

$$T_i = C + \sigma \tan \phi \quad (\text{III.8})$$

On remplaçant ceci dans l'équation (III.7), on trouve :

$$F_s = \frac{\sum (C + \sigma \tan \phi) \cdot \Delta l}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{III.9})$$

L'équation (III.3) représente l'équation d'équilibre statique pour les moments du centre d'un cercle. Si $\Phi = 0$, l'équation (III.3) devient :

$$F_s = \frac{\sum C \cdot \Delta l}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{III.10})$$

Si $\Phi \neq 0$, l'équation présentée ci-dessus pour le coefficient de sécurité Eq. (III.3) exige que la contrainte normale sur la base de chaque tranche soit connue. Le problème de la détermination de la contrainte normale est indéterminé. La méthode Ordinaire des tranches et

de bishop faire deux séries d'hypothèses distinctes pour obtenir la contrainte normale sur la base des tranches et, par la suite, le facteur de sécurité.

B) Méthode de Fellenius (ou Méthode Suédoise) :

Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise de tranches. C'est la première méthode de tranches développée et présentée dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Dans cette méthode, toutes les forces inter-tranche sont ignorées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité.

La ligne de glissement est de forme circulaire

- On néglige totalement les efforts inter-tranches
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

Par rapport au centre O, on peut définir :

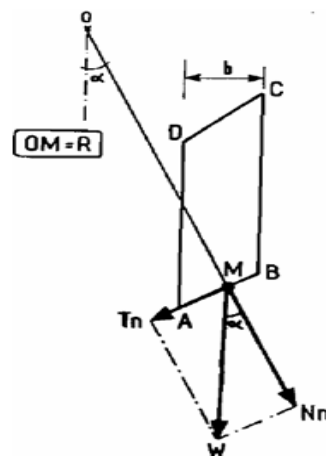
- Le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.
- Le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R.

Les paramètres intervenant dans le calcul de F sont donc :

b : la largeur des tranches ;

α : l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale ;

La hauteur de la tranche pour le calcul du poids W.



La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité en l'absence de toute eau pour une surface de rupture circulaire:

$$F_s = \frac{\sum (C.\Delta l + W \cos \alpha . \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{III.11})$$

Se référant à la tranche illustrée à la figure (III.4) la force normale de la méthode Ordinaire de Tranches peut s'exprimer comme :

$$N = W \cos \alpha \quad (\text{III.12})$$

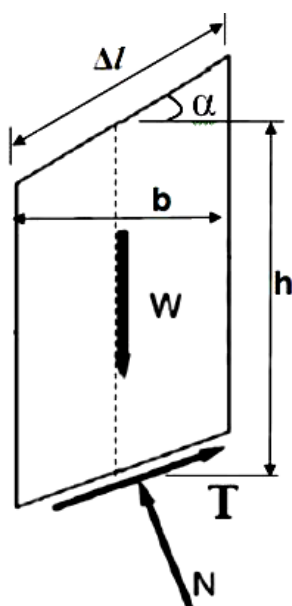


Figure III.4: La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius.

Et la contrainte normale peut être exprimée par:

$$\sigma = \frac{W \cos \alpha}{\Delta l} \quad (\text{III.13})$$

Remplaçant s par ça valeur dans l'équation (III-24), on trouve :

$$F_s = \frac{\sum (C.\Delta l + W \cos \alpha . \tan \phi)}{\sum W . \sin \alpha} \quad (\text{III.14})$$

Pour une contrainte effective:

$$F_s = \frac{\sum (C.\Delta l + (W \cos \alpha - u.\Delta l) . \tan \phi)}{\sum W . \sin \alpha} \quad (\text{III.15})$$

La contrainte normale effective peut être exprimée par la relation:

$$\sigma' = \frac{W \cos \alpha}{\Delta l} - u . \cos^2 \alpha \quad (\text{III.16})$$

Alors la relation (III.30) devient :

$$F_s = \frac{\sum [C' . \Delta l + (W \cos \alpha - u . \Delta l . \cos^2 \alpha) . \tan \phi']}{\sum W . \sin \alpha} \quad (\text{III.17})$$

Et on a :

$$\Delta l . \cos \alpha \Rightarrow \Delta l = \frac{b}{\cos \alpha} \quad (\text{III.18})$$

Finalement l'équation du coefficient de sécurité pour la méthode de Fellenius est donnée par:

$$F_s = \frac{\sum \frac{1}{\cos \alpha} [C' . b + (W \cos^2 \alpha - u . b) . \tan \phi']}{\sum W . \sin \alpha} \quad (\text{III.19})$$

C) Méthode de Bishop (1955):

Dans la méthode de Bishop l'expression du coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique :

- L'équilibre des forces verticales qui sont appliquées à chaque tranche.
- L'équilibre global des moments.

Soit la tranche représentée dans la figure (III.5) ci-après.

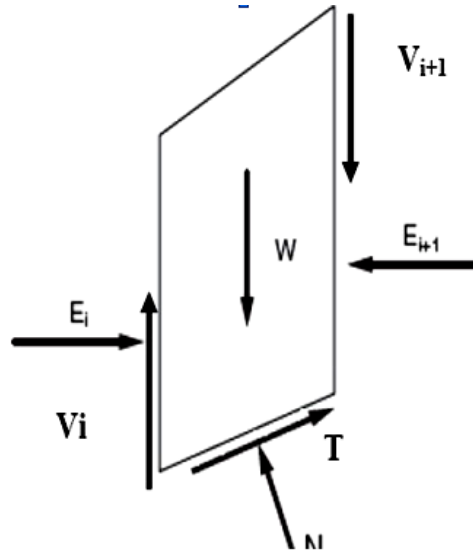


Figure III.5 : Représentation des forces inter-tranchent sur une tranche.

Le coefficient de sécurité est déterminé comme suit:

L'équilibre vertical :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cdot \cos \alpha_i + T_i \cdot \sin \alpha_i \quad (\text{III.20})$$

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cdot \cos \alpha_i + \frac{C_i}{F_S} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \cdot \sin \alpha_i + N_i \frac{\tan \phi_i}{F_S} \cdot T_i \cdot \sin \alpha_i \quad (\text{III.21})$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C \frac{b_i}{F_S} \cdot \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \cdot \frac{\tan \phi_i}{F_S}} \quad (\text{III.22})$$

Ou bien sous une forme compacte, en désignant la quantité:

$$\cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i}{F_S} \right) = m_\alpha \quad (\text{III.23})$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_S} \cdot \tan \alpha_i}{m_\alpha} \quad (\text{III.24})$$

Pour une ligne de glissement circulaire :

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n \left[C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \cdot \tan \phi_i \right]}{\sum_{l=1}^n W_l \cdot \sin \alpha_i} \quad (\text{III.25})$$

On porte dans l'expression de F_S la valeur de N_i précédemment calculée:

$$F_S = \frac{1}{\sum_{l=1}^n W_l \cdot \sin \alpha_i} \left[\sum \left(\frac{C_i \cdot b_i}{\cos \alpha_i} + \tan \phi_i \left[\frac{W_i + (V_i + V_{i+1}) - C_i \cdot \frac{b_i}{F} \cdot \tan \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right) \right] \quad (\text{III.26})$$

Le deuxième membre contient F_S explicitement et par l'intermédiaire de m_α mais la formule se prête très bien à une résolution par approximations successives.

L'équilibre horizontal de la tranche s'écrit:

$$(E_i \cdot E_{i+1}) + N_i \left(\frac{\tan \phi_i}{F_S} \cdot \cos \alpha_i - \sin \alpha_i \right) + \frac{C_i \cdot b_i}{F_S} = 0 \quad (\text{III.27})$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{-C_i \cdot \frac{b_i}{F_s} + (E_i - E_{i+1})}{\sin \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \cos \alpha_i} \quad (\text{III.28})$$

L'élimination de N_i entre les deux expressions issue des équilibres horizontaux et verticaux et donne une relation entre les composantes horizontales et verticales des efforts inter-tranches :

$$(E_i - E_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \sin \alpha_i} \right] = W_i - \frac{C_i \cdot b_i}{F} \cdot \tan \alpha_i \left(\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \sin \alpha_i} \right) - \frac{C_i \cdot b_i}{F} \quad (\text{III.29})$$

Puisque les efforts inter-tranches sont des intérieurs au talus leurs sommes sont nulles:

$$\sum (E_i - E_{i+1}) = 0 \text{ et } \sum (V_i - V_{i+1}) = 0 \quad (\text{III.30})$$

En sommant la relation précédente sur les efforts inter-tranches verticaux :

$$\sum (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \sin \alpha_i} \right] = \sum_{i=1}^n \left(W_i - \frac{C_i \cdot b_i}{F} \cdot \tan \alpha_i \right) \left(\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \sin \alpha_i} \right) - \frac{C_i \cdot b_i}{F} \quad (\text{III.31})$$

D) Méthode de Bishop simplifiée:

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$).

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une

expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical:

$$N.\cos\alpha + T.\sin\alpha - W = 0 \quad (\text{III.32})$$

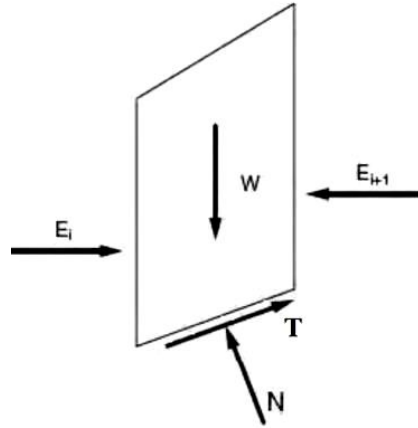


Figure III.6: La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop

Forces sont considérés comme positifs lorsqu'ils agissent vers le haut. La force de cisaillement dans l'équation (III.43) est liée au contrainte de cisaillement par :

$$T = \tau.\Delta l \quad (\text{III.33})$$

Pour les forces de cisaillements exprimés en termes de contraintes effectives avec l'équation de force de Mohr-Coulomb, nous pouvons écrire:

$$T = \frac{1}{F} [C'.\Delta l + (N - u.\Delta l)] \tan \phi' \quad (\text{III.34})$$

Combinant les équations (III.43) et (III.45) et pour résoudre la force normale, N, nous obtenons:

$$N = \frac{W - \left(\frac{1}{F}\right) (C'.\Delta l - u.\Delta l. \tan \phi') . \sin \alpha}{\cos \alpha + \left[\frac{\sin \alpha. \tan \phi'}{F} \right]} \quad (\text{III.35})$$

La contrainte effective normale à la base de la tranche peut être exprimée par la relation:

$$\sigma' = \frac{N}{\Delta l} - u \quad (\text{III.36})$$

Combinant les équations (III.43) et (III.45) et on les introduire dans l'équation d'équilibre (III.24), on peut écrire -après réarrangement des termes :

$$F = \frac{\sum \left[\frac{C' \cdot \Delta l \cdot \cos \alpha + (W - u \cdot \Delta l \cdot \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + \left[\frac{\sin \alpha \cdot \tan \phi'}{F} \right]} \right]}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{III.37})$$

De l'équation (III.32); l'expression finale du coefficient de sécurité de la méthode de bishop simplifiée s'écrit comme suite :

$$F = \frac{\sum \left[\frac{C' \cdot b + (W - u \cdot b) \tan \phi'}{m_a} \right]}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{III.38})$$

Avec

$$m_a = \cos \alpha \left[1 + \frac{(\tan \alpha \cdot \tan \phi')}{F} \right] \quad (\text{III.39})$$

Chapitre IV
Effet des infiltrations
sur la stabilite
d'un barrage en terre

Chapitre IV : Effet des infiltrations sur la stabilité d'un barrage en terre

IV.1. Introduction

L'écoulement de l'eau que se soit superficielle ou souterraine à une grande influence sur l'équilibre des matériaux de recharge, Toutes les incidents qui sont produits à travers le temps sont du majoritairement aux infiltrations à travers la digue, la fondation et au ruissèlement des eaux sur la surface du barrage.

Les différentes causes de rupture des barrages peuvent être techniques, naturelles ou humaines. Toute fois la proportion majeure des accidents de destruction des barrages est du à la rupture par érosion que se soit interne (infiltrations) ou externe (submersion).

IV.2. Types et modes de ruptures des barrages en terre

Hormis la rupture par submersion, la probabilité d'avoir une rupture brusque et inopinée d'un barrage est très rare, car elle est liée à une évolution d'une dégradation de l'ouvrage ce dernier susceptible d'être contrôlé et détectée par le programme de surveillance et d'auscultation permanent de détection des pathologies d'un barrage.

Toutes fois les barrages en terres peuvent être touchés par des ruptures causées par les phénomènes d'érosion interne, externe, ou encore la liquéfaction des sols.

Quatre types de ruptures peuvent affecter les barrages, qu'ils soient naturels ou artificiels. Si ces mécanismes sont faciles à individualiser, une rupture réelle est en principe le résultat d'une conjonction de divers d'entre eux.

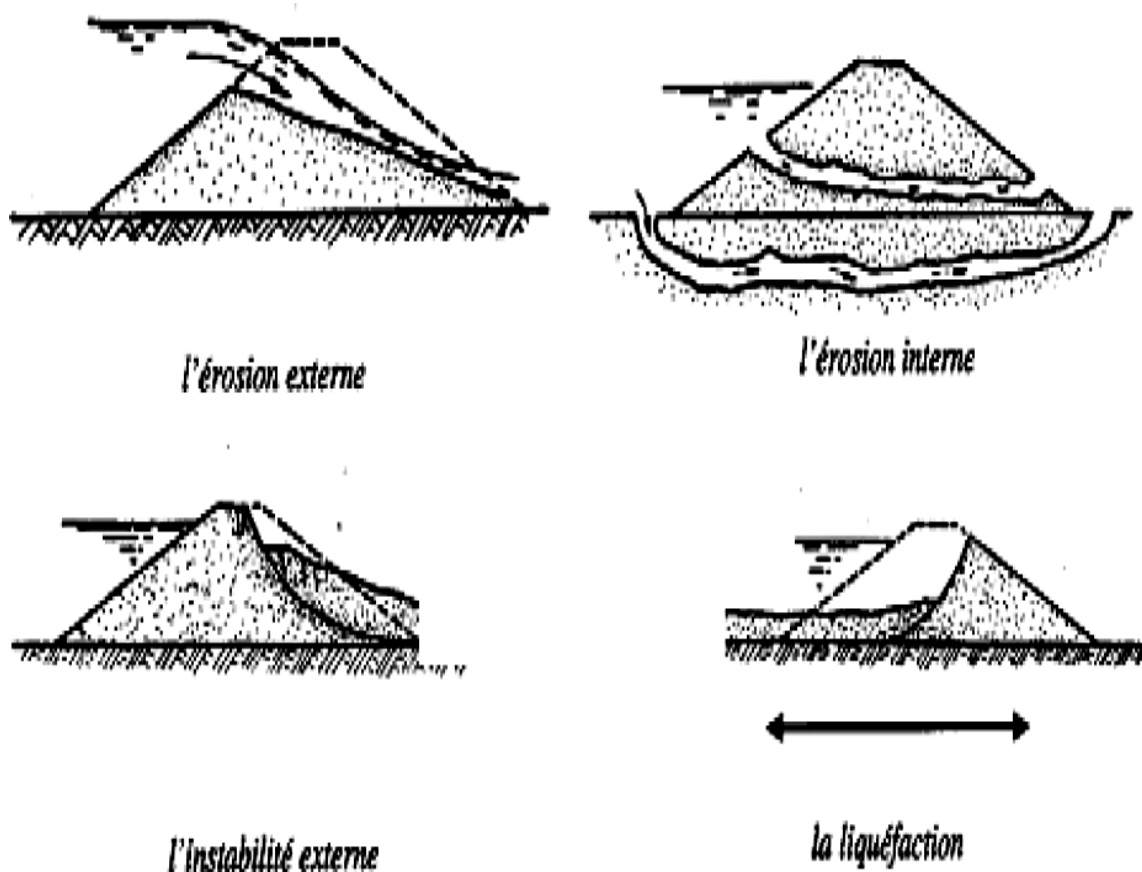


Figure IV.1: Rupture par érosion

IV.2.1. Rupture par instabilité externe (rupture d'ensemble)

Cette rupture peut être initiée soit à partir du parement amont, soit depuis le parement aval, comme schématisé ci-dessous sur la figure IV.2.

Les cas de rupture d'ensemble à partir du parement aval sont liés à la charge hydraulique à l'intérieure de la digue. Ils sont favorisés par les facteurs suivants :

- Lorsque le profil de la digue est étroit et que ses parements sont raides.
- Lorsque l'hétérogénéité du barrage favorise une piézométrie élevée.
- Lorsque les caractéristiques des matériaux constituant la digue sont mauvaises (faible compacité, présence de niveaux argileux sous-consolidés, ...).

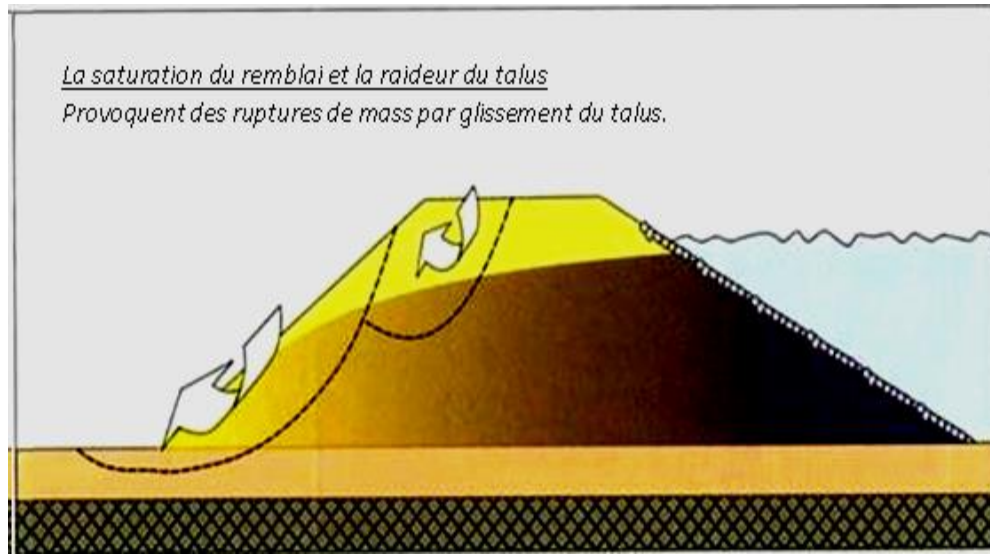


Figure IV.2: Rupture d'ensemble à partir du parement aval (Mériaux et al., 2001).

Le cas de rupture d'ensemble à partir du parement amont est en général lié à une décrue rapide. Lorsque le niveau de l'eau à l'arrière du barrage est élevé le barrage est saturé en eau, d'importantes sous-pressions peuvent se développer lors de la baisse rapide du plan d'eau. Le parement n'est alors plus stabilisé par la pression de l'eau et les terrains saturés, se met à glisser.

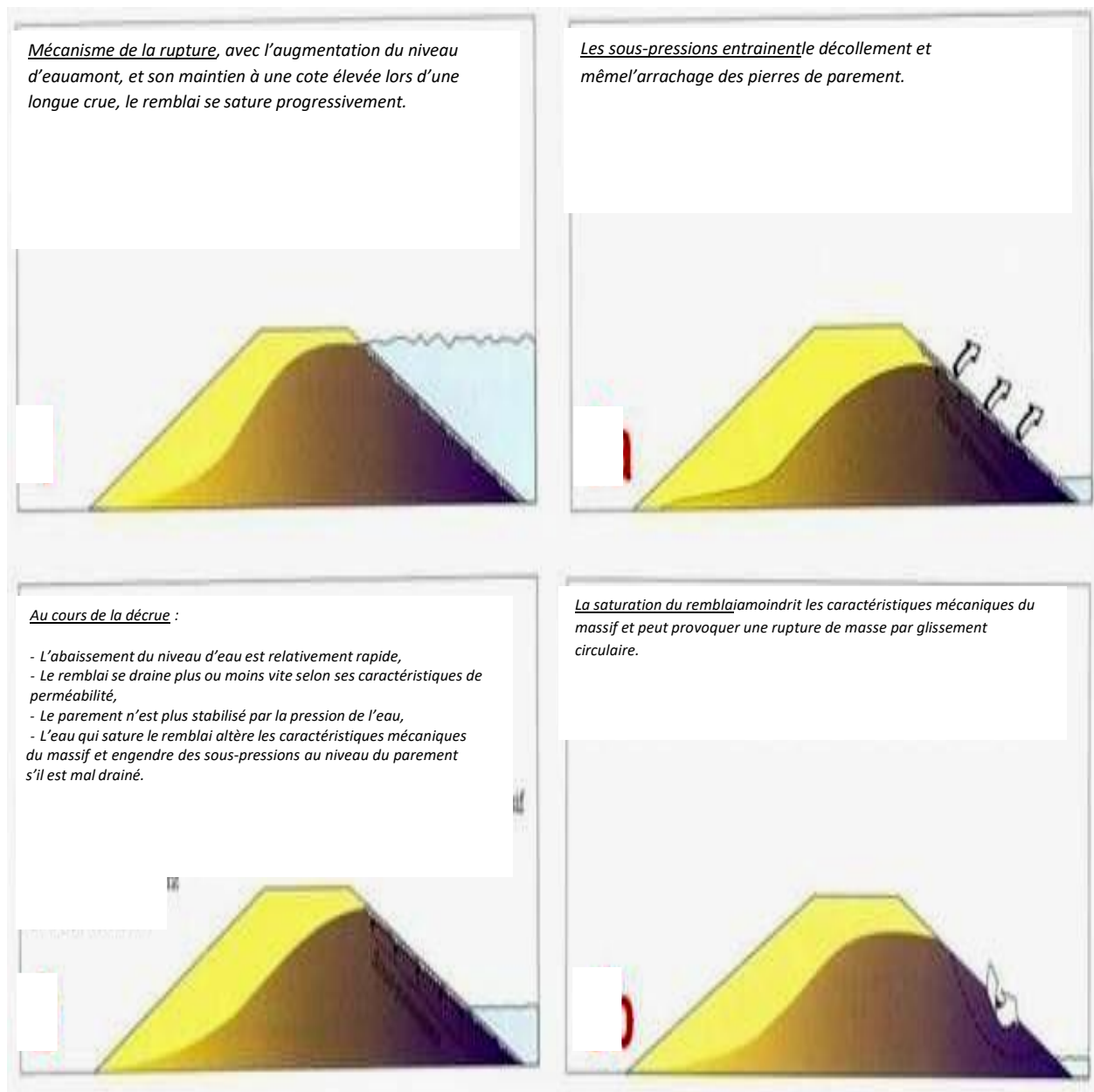


Figure IV.3: Rupture d'ensemble à partir du parement amont.(Mériaux et Al, 2001)

IV.2.2. Rupture par érosion interne (renards hydraulique)

L'érosion interne 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 :

Chapitre IV : Effet des infiltrations sur la stabilité d'un barrage en terre

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

Plus le processus de l'érosion évolue, plus il y a de chance que se forment dans le barrage des conduites de circulation d'eau.

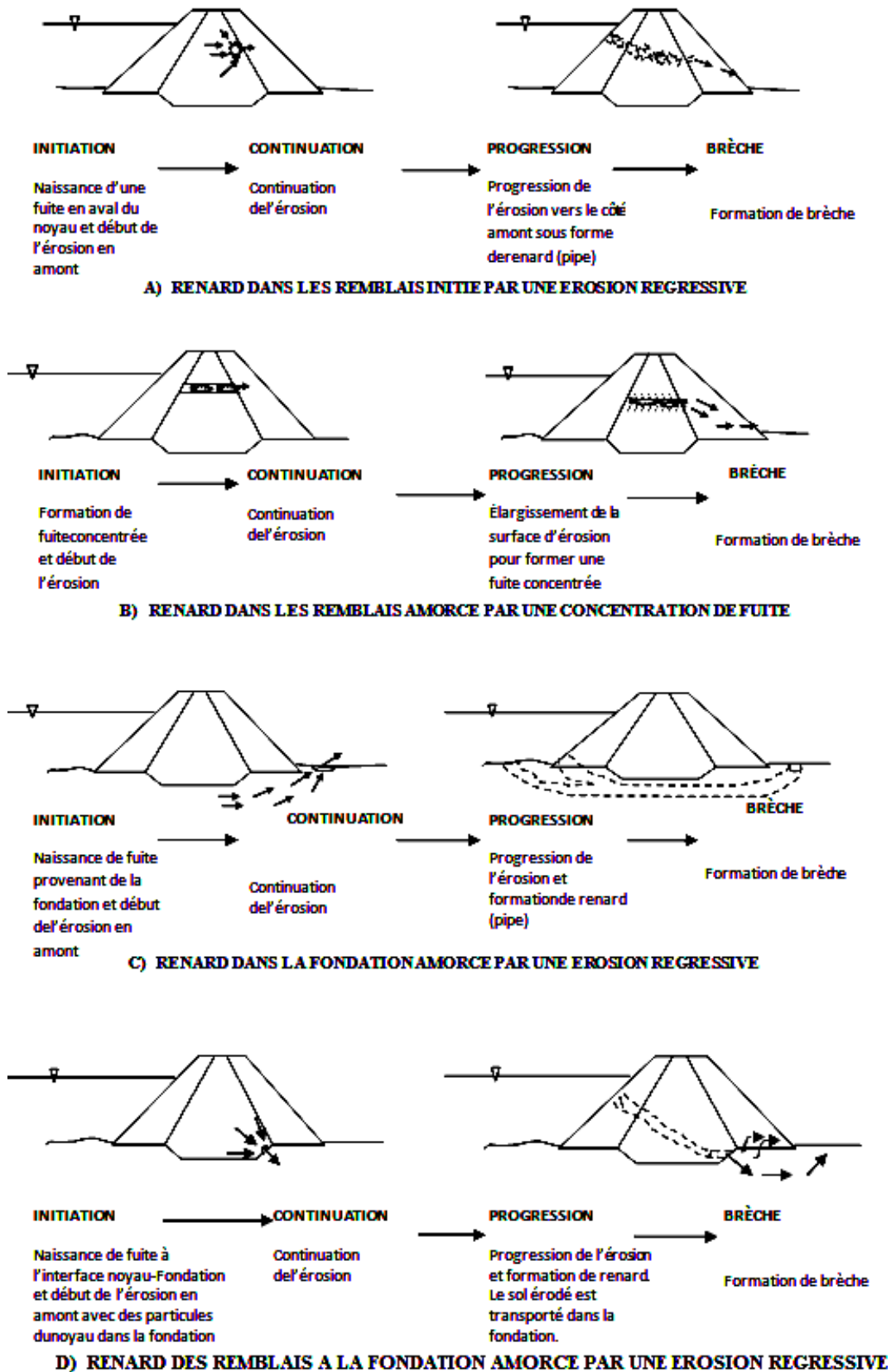


Figure IV.4: Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage : (A et B) avec formation de renard dans le remblai par érosion rétrogradant en amont et par fuite concentrée, (C) avec formation de renard dans la fondation par érosion rétrogradant en amont, et (D) avec formation de renard du remblai à la fondation (Fell *et al.*, 2001)

En effet, l'évolution de l'érosion interne et le développement de renard s'apprécient bien suivant les phases d'initiation, de continuité, de progression et de développement de brèches. C'est un processus qui est assez variable dans le temps. Il peut aller de quelques heures à quelques années jusqu'à la formation complète de brèche dans la structure.

a) L'initiation :

Cette phase se manifeste quand un phénomène de détachement de particules apparaît. Ce phénomène peut à son tour être soutenu, lorsqu'il existe au sein du barrage, par:

- Une concentration de fuite dans les fissures préexistantes ou causées par dessiccation, par gel ou dégel et/ou par fracturation hydraulique.
- Une concentration de fuite dans les voies interconnectées formées par les matériaux grossiers et/ou de faible compaction dans la zone perméable.
- Un détachement des particules du sol en présence d'infiltration dans une surface libre non protégée par des filtres.
- Un phénomène de la suffusion: définie comme étant une érosion sélective des particules fines de la matrice de particules grossières.

b) La continuité de l'érosion :

Cette phase dépend de la présence dans le barrage de filtres et de zones de drainage construits en respectant les critères de construction des filtres. Ce qui n'est pas souvent le cas retrouvé dans les vieux barrages. La présence de ces filtres et de ces drains dans un barrage permet de retenir les particules déplacées pendant la décharge dans la fondation ou le remblai sans toutefois favoriser l'accumulation d'un excès de pression dans les pores (ICOLD, 1994). C'est un rôle qui est aussi accompli grâce au processus d'auto filtration du barrage. Toutefois, leur absence contribuerait à la progression de l'érosion dans le domaine (Foster *et al.*, 2000).

c) La progression de l'érosion :

Cette étape est définie par une évolution graduelle vers le côté amont du barrage du détachement des particules qui sont transportées par le flux d'infiltration. Elle favorise la formation et le maintien des renards, l'augmentation du suintement et de la pression des pores dans la partie aval du barrage.

d) Le développement de brèches :

Cette phase résulte de la circulation des eaux du réservoir (principalement celui en amont). A ce niveau, le processus d'érosion interne est bien avancé. Les eaux qui circulent dans le barrage se sont défini une trajectoire aléatoire.

IV.2.3. Rupture par érosion externe

Généralement il correspond à l'écoulement superficielle de l'eau avec l'arrachement des particules affleures du corps de la digue notamment à la crête et au talus aval par le ruissèlement des eaux suite au forte et long pluie ,ce type de rupture externe générale se produise lors d'absence ou manque des matériaux de protection des parements de talus ou de butés des talus que se soit à l'amont ou à l'aval qui s'ajoute à la non prise des précautions d'étanchéités de la crête .

Les types d'érosion externes peuvent être classé en deux :

- Affouillement
- Submersion

Le parement amont des barrages peut subir sous les effets des courants la dégradation progressive du pied, diminuant les caractéristiques mécaniques de la digue (principalement du fait de la saturation en eau des matériaux).

Toutes fois la vitesse d'écoulement de l'eau et la vulnérabilité des berges sont la source d'érosion du pied, les glissements de masse qui se produisent dans les matériaux saturés qui en résultent provoquent localement la formation de concavités, qui favorisent à leur tour les tourbillons et les érosions, les crues successives aggravent le phénomène et accélèrent la dégradation et déstabilisent le pied du barrage se qui affirme la rupture.

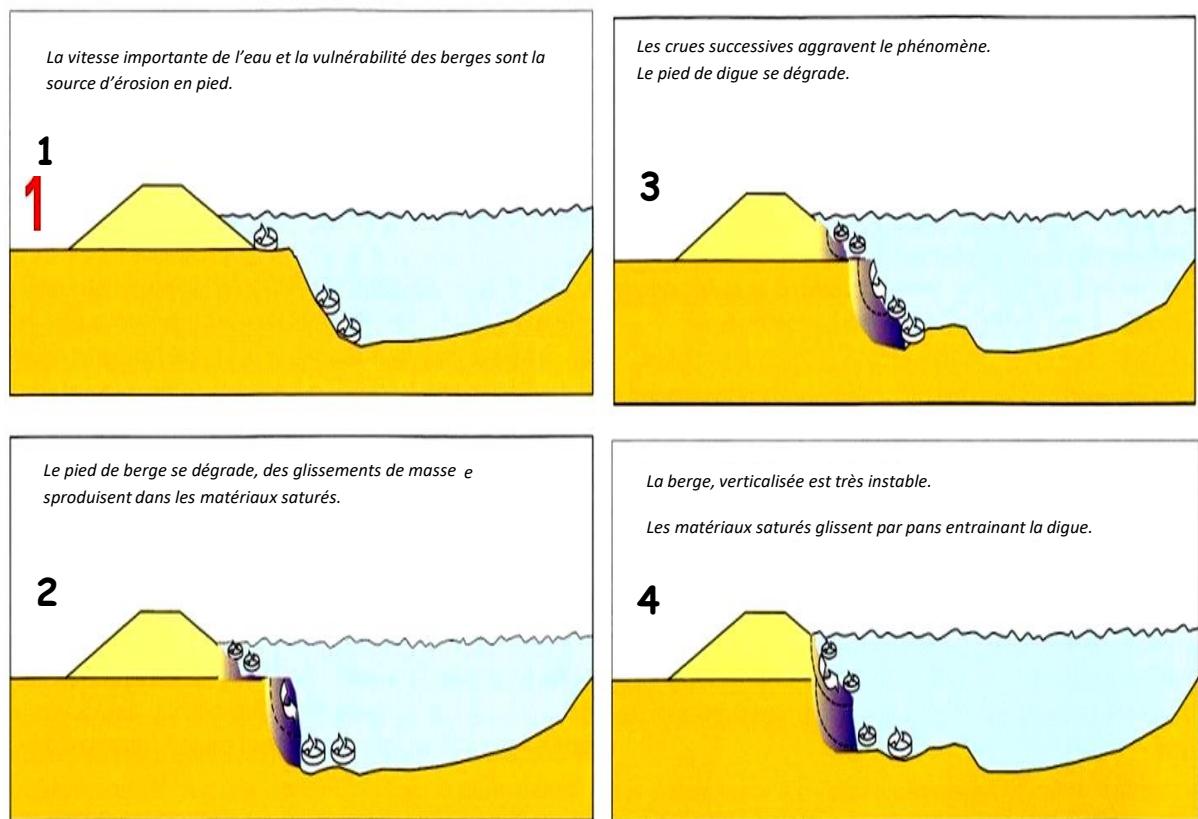


Figure IV.5: Rupture par affouillement

Plusieurs facteurs peuvent favoriser la rupture

par affouillement :

- La vitesse importante de l'eau. Et les successions des crues
- Emplacement du barrage dans un rétrécissement du cours d'eau ou à l'extérieur d'un virage formé par celui-ci sera d'avantage exposé
- La présence d'éléments susceptibles de créer des tourbillons locaux, des gros blocs.
- Les types de protection du parement amont du barrage.

Par submersion :

l'eau déborde au dessus et sur le long de la crête du barrage, il inonde le parement aval qui commencera à s'éroder, les matériaux s'arrachent des fouilles se sont figurées au pied de barrage immergé de l'eau, le glissement se produise et les matériaux sont rapidement emportés en entraînant la ruine totale.

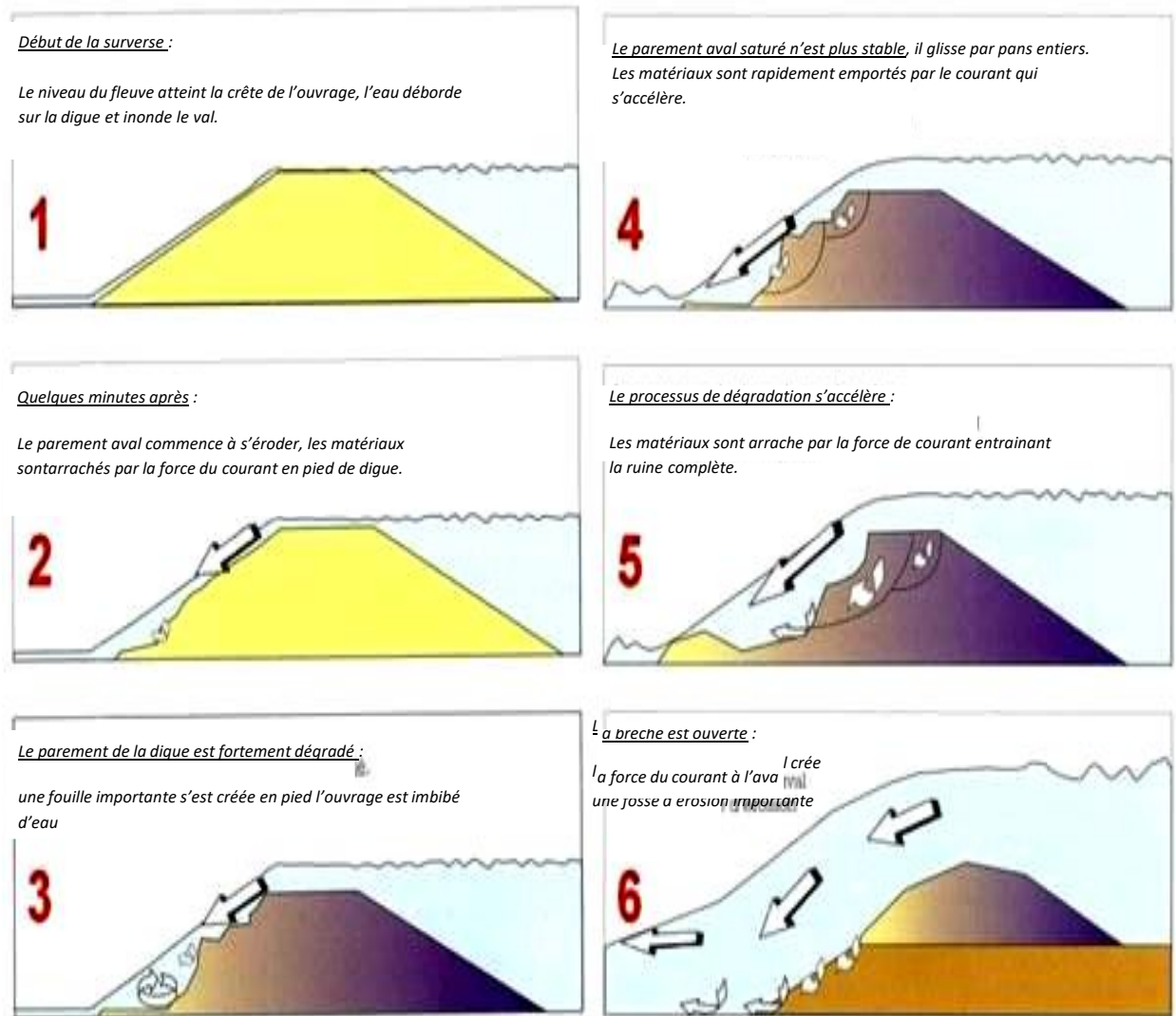


Figure IV.6: Rupture par submersion.(Mériaux et al, 2001).

IV.2.4. 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 cisailante causée par un séisme peut provoquer une perte de cohésion du sol, et se transforme au comportement liquide.

La figure III.7 montre un exemple de rupture par liquéfaction lors du tremblement de terre de Kushiro-Oki en 1983.

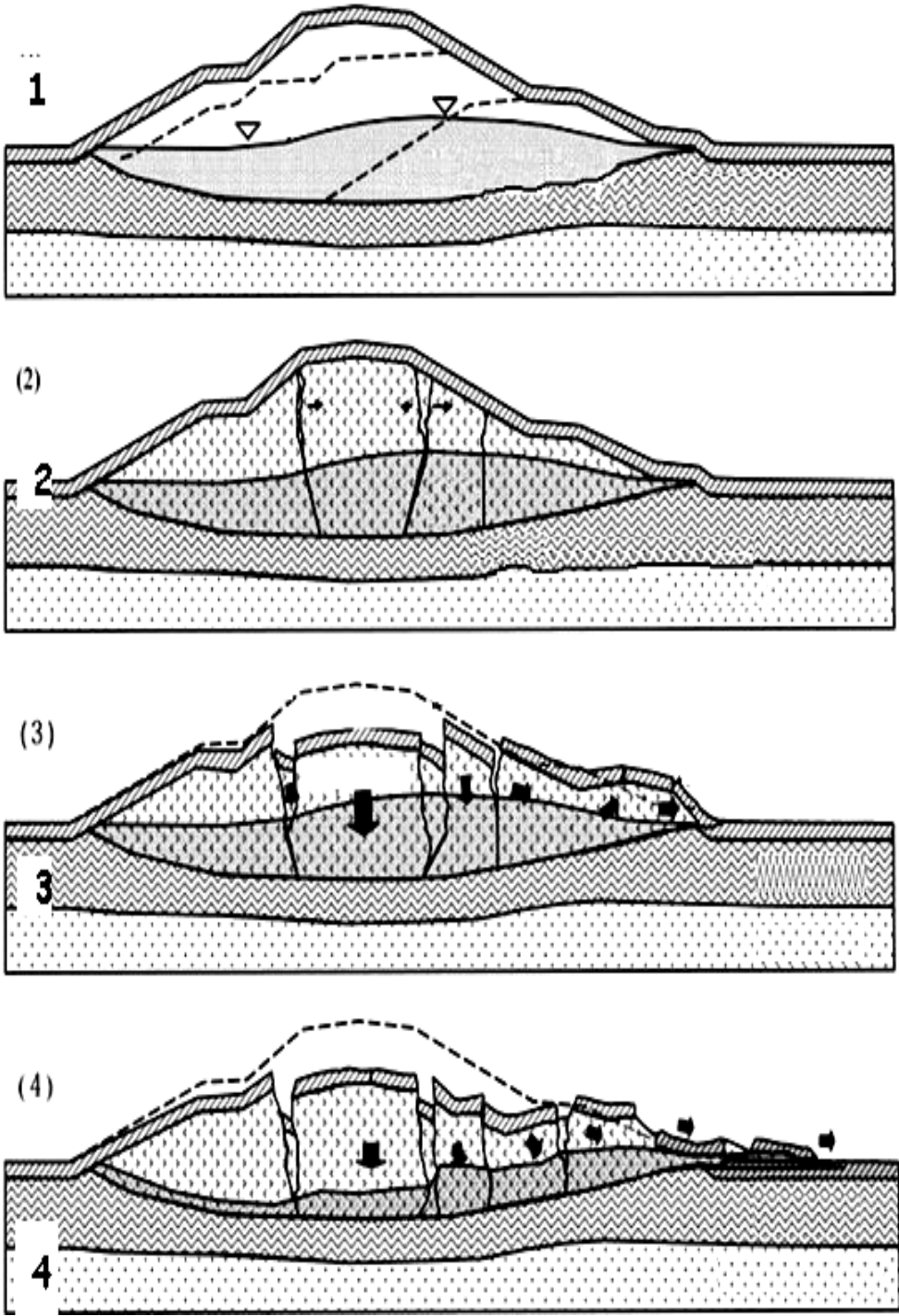


Figure IV.7: Rupture par liquéfaction

IV.3. Conclusion

L'érosion interne est l'une des principales causes de dommages dans les barrages. Le processus d'érosion en lui-même est un phénomène qui peut aboutir rapidement dans le temps à la formation de renards, voire à une rupture de la structure. Pour apporter des solutions, notamment pour le suivi et le maintien des structures, les méthodes d'investigation sont sélectionnées sur la base des caractéristiques du barrage, sur le monitoring à long terme, sur la résolution et la précision.

Dans le domaine de la géophysique, les méthodes de thermométrie et électriques semblent répondre le mieux à l'évaluation de l'endommagement, particulièrement à sa localisation. Ceci est dû à la sensibilité des méthodes aux changements physiques dans le sol résultant de la présence de l'endommagement. Les méthodes d'imagerie (radar, EM, RMT, résistivité électrique) fournissent des informations complémentaires tant pour des interprétations

Chapitre V
Problématique de la
Détection des fuites
d'eau dans les
barrages en remblai

Chapitre V : Problématique de la détection des fuites d'eau dans les barrages en remblai

V.1. Introduction

Le phénomène lié aux pertes d'eau dans un barrage est qualifié de non stable, non linéaire et non homogène de par le mécanisme auquel il est associé. La compréhension de ce mécanisme requiert la connaissance de l'hydraulique, de l'hydrodynamique, de l'érosion des sédiments et des aspects géotechniques qui pourraient se produire au niveau du barrage. Dans la littérature, ces événements sont interprétés par rapport aux incidents découlant :

- Des méthodes de construction et de l'état des remblais.
- Des comportements géotechniques des structures du barrage.
- Des problèmes de stabilité dans le barrage.
- Des actions exceptionnelles telles que des débordements d'eau au-dessus de la crête.

V.2. Méthodes d'investigation des barrages

Plusieurs types de méthode sont utilisés pour investiguer les barrages basées sur la recherche des indicateurs de fuite d'eau, ainsi que l'exploration géotechnique et géophysique.

V.2.1. Recherche des indicateurs de fuite d'eau

V.2.1.1. Etude préliminaire

Elle consiste à réunir le maximum d'informations reliées à l'historique du barrage, ses caractéristiques topographiques, la connaissance de la géologie locale et l'hydrodynamique de la région. Ceci demanderait un compte-rendu des activités entreprises comme la description du site d'approvisionnement des matériaux de construction, la localisation de brèches antérieures s'il y a eu lieu, et les moyens mis en jeu pour y remédier. Le tableau V.1 détaille les étapes que peut contenir cette phase et les informations qui en ressortent.

Tableau V.1: Étapes de la phase préliminaire et informations recherchées, tiré de Fauchard et Mériaux (2007).

Étapes proposées	Informations recherchées
Recherche historique	<ul style="list-style-type: none"> • Se renseigner sur les données disponibles (chez les opérateurs du barrage, dans les publications nationales, les cartes, les dessins topographiques et les photos,...). • Tenir compte de la localisation d’éventuelles brèches ou fissurations importantes antérieures. • Se renseigner sur les sites d’approvisionnements des matériaux.
Étude géologique	<ul style="list-style-type: none"> • Identifier les matériaux de construction. • Déterminer la nature de la fondation. • Décrire les arrangements et les caractéristiques des formations géologiques.
Analyse morphodynamique	<ul style="list-style-type: none"> • Identifier et caractériser les changements passés du canal du cours d’eau ou du système «barrage- cours d’eau ».
Données topographiques	<ul style="list-style-type: none"> • Consulter les sections transversales. • Consulter les cartes topographiques.

V.2.1.2. Inspections visuelles

L’objectif de ces inspections est de pouvoir vérifier et compléter les informations recueillies durant le stade de recherche sur l’historique du barrage. Elles permettent ainsi d’identifier et de relier les aspects morphologiques externes au barrage en plus de tout indice qui a révélé ou qui laisse croire à la présence de fuite d’eau comme la présence de végétation, les écoulements d’eau visibles ou l’existence de franc-bord²(Fauchard et Mériaux, 2007).

V.2.1.3. Autres méthodes

Des méthodes supplémentaires sont couramment utilisées dans la mise au point des systèmes de surveillance de barrages. Il s'agit des dispositifs d'auscultation basés, par exemple, sur des mesures dans des piézomètres installés dans le barrage et au niveau des déversoirs de jaugeage, des essais géotechniques, des mesures réalisées en forage.

Ces méthodes permettent éventuellement de mesurer :

- Les mouvements internes et les mouvements externes au sommet et sur les pentes : les mouvements sont mesurés en des points sur la surface du barrage ou dans des tubes avec des inclinomètres et des extensomètres.
- Le flux d'infiltration d'eau : cette mesure aide dans la connaissance sur l'efficacité des éléments imperméables du barrage particulièrement lorsqu'au cours de la mesure, on retrouve des débris.
- La pression interstitielle : la mesure de la pression à un nombre de points fournit des informations sur la distribution des pressions dans le barrage.

Certains de ces dispositifs d'auscultation sont généralement installés dans le barrage au moment de sa construction, mais leur durée de vie est en général inférieure à celle de la structure. Le barrage a ainsi besoin d'être ré-instrumenté en cas de dysfonctionnement.

V.2.2. Méthodes géophysiques

Le choix et la fréquence d'application des méthodes géophysiques d'investigation pour l'investigation de barrage seront influencés par :

- Le type de barrage
- Le type de fondation
- Les dimensions du barrage
- La période de construction du barrage
- Le niveau du réservoir
- La pertinence déduite des informations recueillies au cours de la recherche historique.
- Les paramètres physiques mis en jeu lors du phénomène d'érosion interne.

En général, la porosité, le flux d'infiltration et la pression dans les pores sont les paramètres physiques indicateurs de la présence d'érosion interne.

V.2.3. Méthodes réalisées en forage

La mise en place de forages permet l'application de certaines techniques précises parmi lesquelles:

- La thermométrie passive : La méthode consiste à mesurer les changements de température dans le sol. Les infiltrations d'eau modifient le profil de température et permettent de localiser et de quantifier la perméabilité du sol.
- La thermométrie active : La méthode consiste à mesurer l'évolution de la température d'un câble lorsqu'on le chauffe pendant une période déterminée. Le gradient temporel de la température est influencé par la conductivité thermique du sol et des infiltrations d'eau qui refroidissent localement le câble chauffé.
- Les méthodes tomographiques : La tomographie radar et la tomographie électrique sont très employées dans des applications de détection de fuite d'eau.

V.2.4. Méthodes non destructives en surface

Les méthodes non destructives sont des méthodes les plus convoitées, vue leur application rapide par rapport à celle des méthodes destructives et l'aspect environnemental qu'elles apportent. Ceci permettrait de pouvoir les utiliser sans un souci de causer des endommagements supplémentaires (fracturations créées par la réalisation de forage par exemple) notamment lorsqu'il s'agit de vieux barrages.

- Les méthodes sismiques, la méthode radar, les méthodes électromagnétiques: elles sont plus utilisées à des fins d'investigation et fournissent ainsi des informations pour la détection des zones de faiblesse, ainsi que pour les mesures de variabilité des propriétés physiques des sols mettant en évidence de cette manière l'hétérogénéité de la structure.

Chapitre VI
Dispositifs de protection
contre
les effets de l'eau

Chapitre VI : Dispositifs de protection contre les effets de l'eau

VI.1. Introduction

La présence d'une charge hydraulique à l'amont du remblai engendre une infiltration d'eau dans le barrage et ses fondations. Malgré l'attention accordée au dispositif d'étanchéité prévu, ces infiltrations peuvent être nuisibles à la stabilité tant hydraulique que mécanique de l'ouvrage. Pour y remédier on prévoit un dispositif de drainage souvent associé à des filtres.

VI.2. Filtre

VI.2.1. Rôle des filtres :

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement.

Le rôle des filtres est très important dans le fonctionnement d'un barrage en terre, particulièrement sur le plan de la sécurité de l'ouvrage.

Parmi leurs rôles on peut citer :

- Ils évitent que les grains fins de la première couche ne soient entraînés par les eaux d'infiltration à travers les matériaux de gros diamètres.
- Ils jouent le rôle de couches drainantes en évacuant les eaux d'infiltration vers l'aval du barrage.
- Ils jouent le rôle drainant qui réduit les pressions internes.

VI.2.2. Dimensionnement des filtres :

Terzaghi propose deux critères de dimensionnement des filtres :

$D_{15} > 4 d_{15}$ condition de perméabilité.

$D_{15} < 4 d_{85}$ condition de blocage.

Une formulation quasi-équivalente à celle de Terzaghi a été proposée par Sherard en 1963, en remplaçant le coefficient numérique 4 par 5. (Lautrin, 2002)

Condition de perméabilité $D_{15}/d_{15} > 5$.

Condition de non entrainement des fines $d_{85} > D_{15}/5$. Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante : $5d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$

En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant, on devra vérifier la condition d'uniformité : $2 < D_{60}/D_{10} < 8$.

VI.2.2. 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 $50 D_{15}$.

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 (CIGB, 1993).

VI.3. Drains

VI.3.1. Role des drains

Le drain est un organe fortement perméable incorporé dans le barrage en terre. Il est généralement constitué de graviers et d'enrochements avec des caractéristiques de non altération au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions.

Les drains dans les barrages en terre ont une multitude de fonctions très importantes.

- Intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage.
- Abaisser la ligne de saturation et éviter les résurgences sur le talus aval.
- Abaisser la ligne de saturation, pour garder une grande partie du remblai non saturé afin de conserver les caractéristiques géotechniques du matériau utilisé.
- La présence du drain dans un barrage en terre sert à minimiser le débit de fuite sur l'ouvrage.
- Il sert aussi à décompresser la fondation et donc à minimiser les pressions interstitielles.
- La présence du drain permet d'activer la consolidation du remblai (CIGB, 1993).

VI.3.2. Différents types de drainages et leur dimensionnement

On rencontre plusieurs types de drainages qui diffèrent les uns des autres par leurs formes constructives, leur emplacement dans le barrage et le rôle pour lequel ils ont été prévus.

VI.3.2.1. Prisme de drainage :

IL nécessite pour sa construction un volume d'enrochement important ce qui rend son choix fonction de la disponibilité à proximité du site de l'ouvrage de zones d'emprunts.

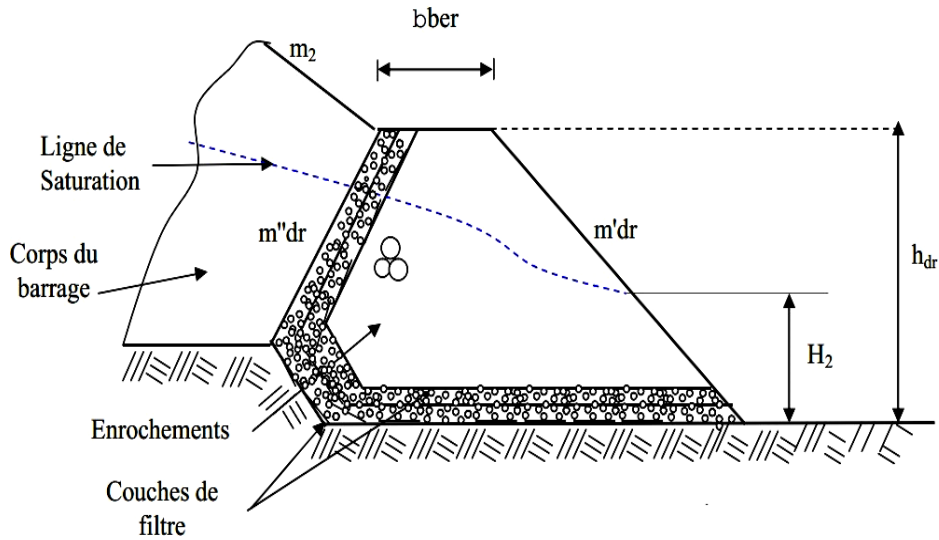


Figure VI.1 : Prisme de drainage aval

Les différentes dimensions sont illustrées ci-dessous :

b_{ber} : Largeur de la berme.

h_{dr} : Hauteur du prisme de drainage.

m'_{dr} et m''_{dr} : pente des talus aval et amont du prisme de drainage.

m_2 : Pente du talus aval de barrage.

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval du barrage.

VI.3.2.2. Drainage de surface :

Ce type de drainage, est employé dans la construction de petites retenues collinaires. Il présente l'avantage de ne pas exiger de grandes quantités d'enrochement pour sa construction et d'être facilement réparable en cas d'avaries. Il présente l'inconvénient de ne pas influencer la ligne de saturation qui peut débaucher sur le talus aval du barrage. (Figure VI.1).

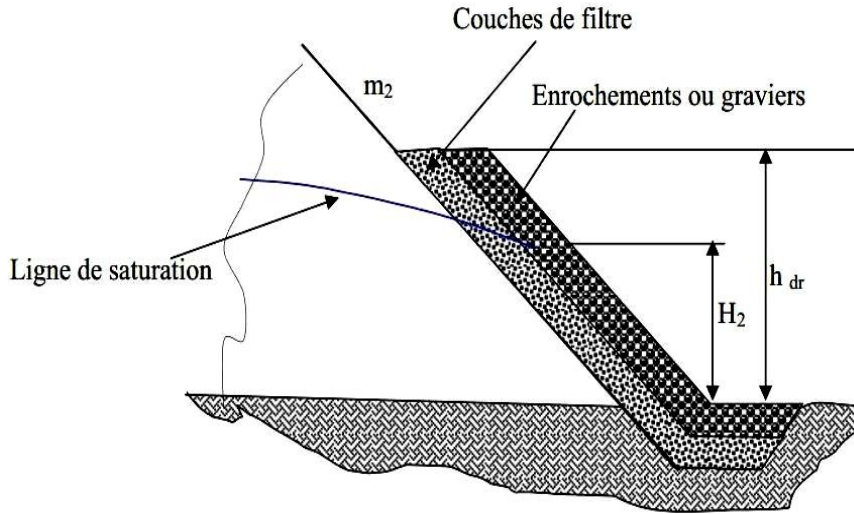


Figure VI.2: drainage de surface

m_2 : Pente du Talus aval du barrage.

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval du barrage

h_{dr} : Hauteur du drain de Surface.

VI.3.2.3. Le drain tapis interne :

C'est une bande drainante disposée dans la partie aval du massif et au contact avec sa fondation. Ce type de drainage assure le drainage du massif et de sa fondation et il présente l'avantage de rabattre la ligne de saturation à l'intérieur du massif. Sa réalisation est très facile mais sa réparation en cas d'avaries est impossible. (Figure VI.2).

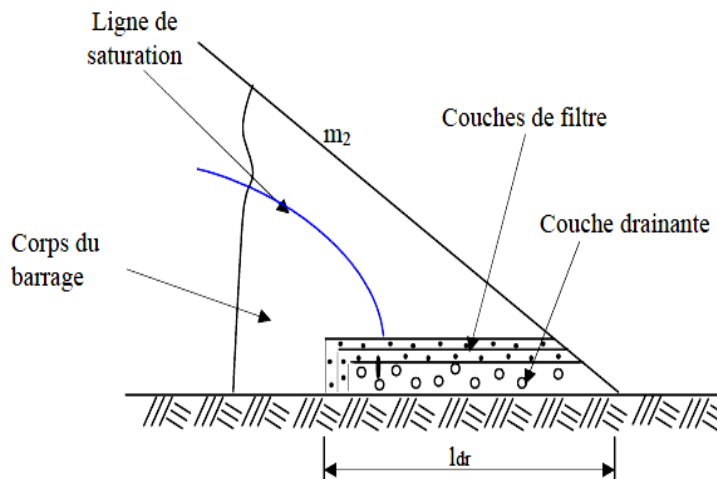


Figure VI.3 : Drain tapis interne

L'épaisseur du drain tapis interne est choisie pour pouvoir évacuer le débit d'infiltration à travers le massif et sa fondation sans débordement.

VI.3.2.4. Prisme de drainage avec drain tapis interne :

Le prisme de drainage est prolongé à l'intérieur du massif par un drain tapis interne. On rencontre deux variantes suivant qu'elles fondations sont perméable ou non. (Figure VI.3 et VI.4).

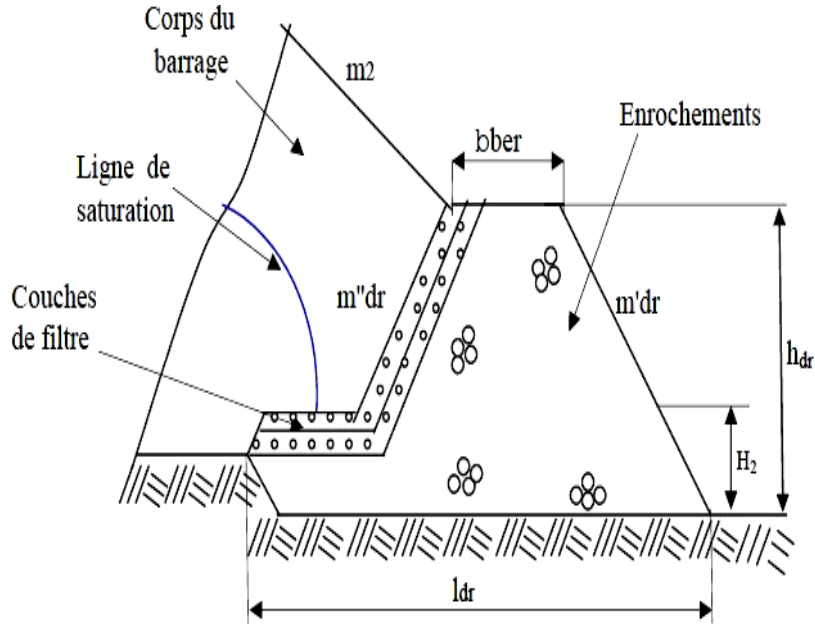


Figure VI.4: Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations imperméables

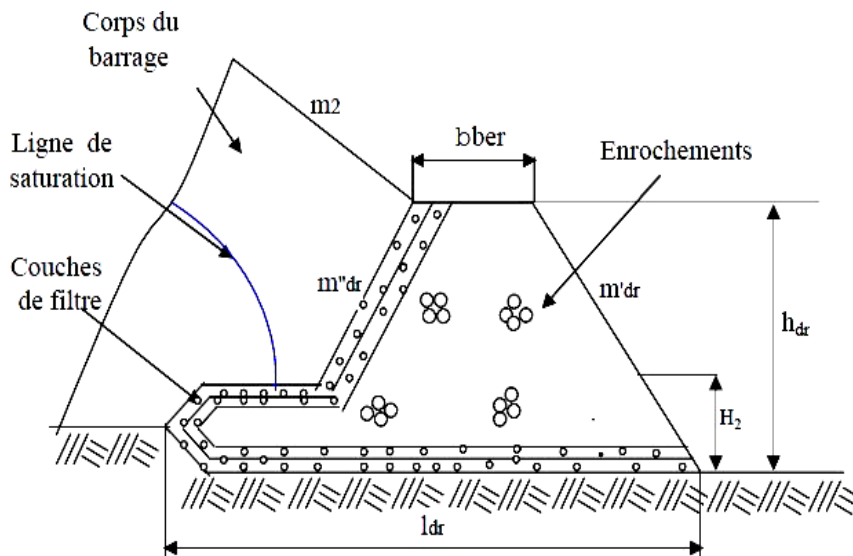


Figure VI.5: Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations perméables.

VI.3.2.5. Drainage a bande :

C'est une variante du drain tapis interne mais la bande drainante n'est pas continue sur sa partie aval. Celle-ci est remplacée par des bandes discontinues (Figure VI.5).

Ce type de drainage est prévu quand la quantité des enrochements et graviers n'est pas suffisante et que la fondation est imperméable. La bande drainante peut être remplacée par des drains tuyaux.

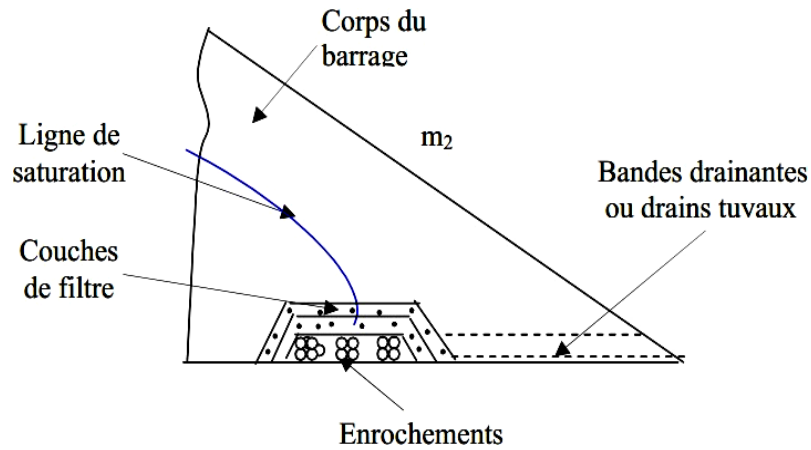


Figure VI.6: Drainage à bande des barrages

VI.3.2.6. Drain vertical :

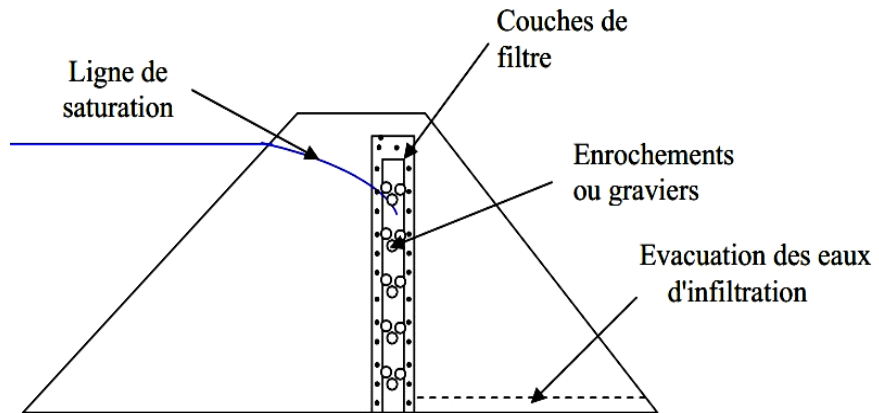


Figure VI.7: Drain vertical pour barrage en terre

Le drain vertical - ou drain cheminée - permet d'éviter le dysfonctionnement potentiel du drainage consécutif à l'anisotropie de perméabilité mentionnée.

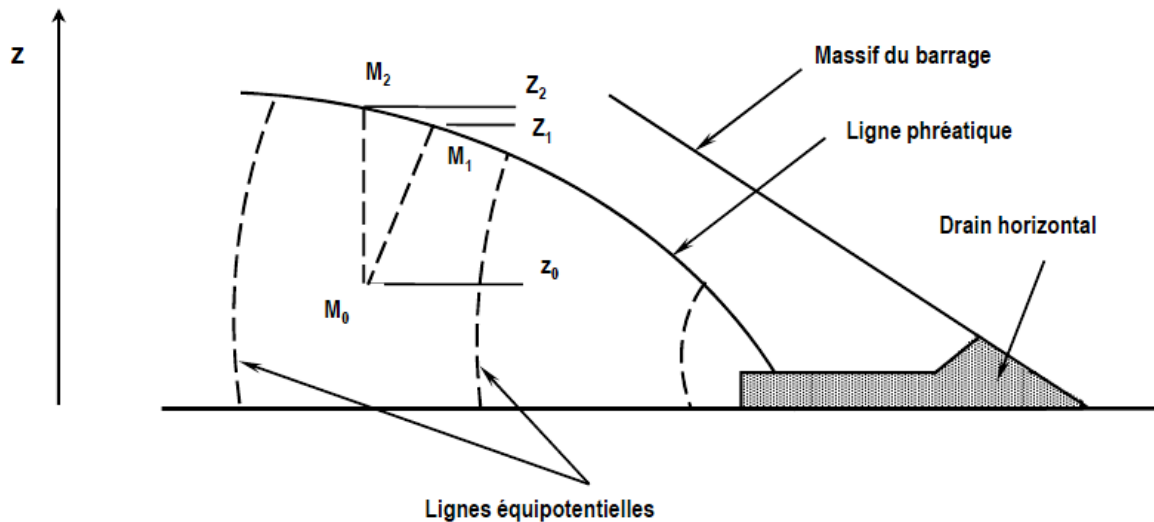
L'implantation idéale se situe, un peu en aval de l'axe du remblai afin de bénéficier au maximum de l'effet d'étanchéité.

Le sommet du drain est arasé au niveau normal du plan d'eau (NNE).

La pose, en fond de cheminée, d'un collecteur drainant facilite l'écoulement des eaux.

VI.4. Calcul de la pression interstitielle

A l'aide du réseau d'équipotentiels, on peut déduire la pression interstitielle en tout point.



Pour calculer la pression interstitielle en M_0 , on part de M_0 et on trace une courbe équipotentielle s'intégrant dans le réseau. Cette courbe coupe la ligne phréatique en un point M_1 de potentielle égal à la cote Z_1 de ce point.

L'égalité de potentielle en M_0 et M_1 s'écrit :

$$Z_0 + P_0 = Z_1$$

D'où : $P_0 = Z_1 - Z_0 =$ pression interstitielle en M_0 .

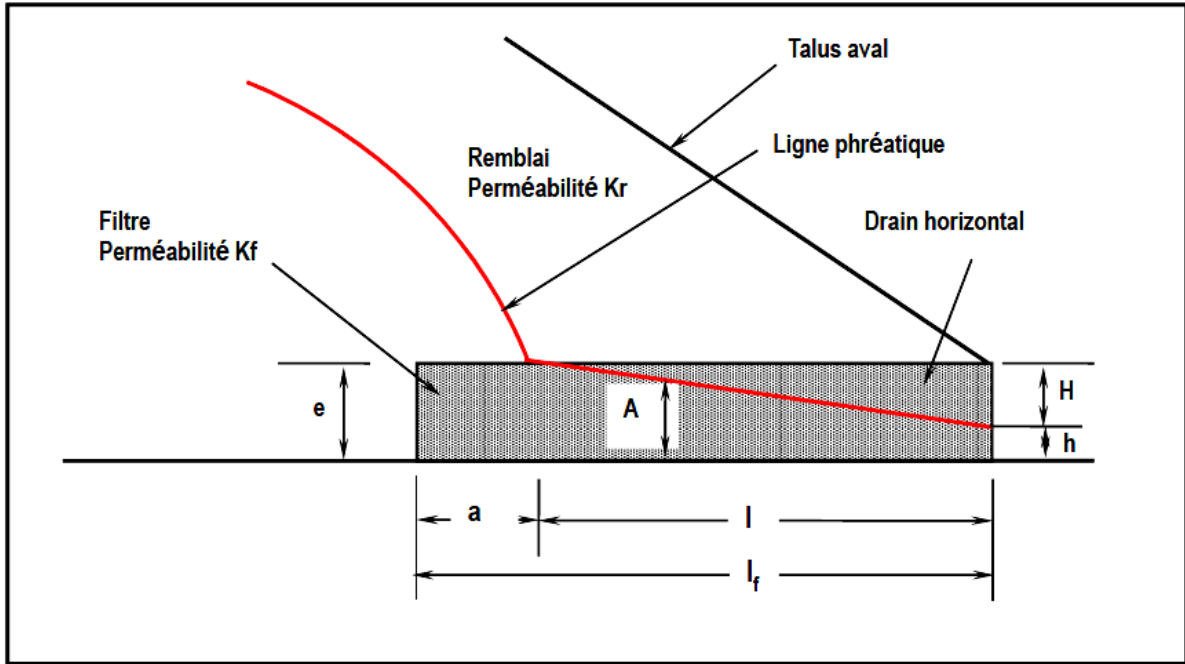
A la vidange rapide, même si on ne dispose pas du réseau d'équipotentiels, on a une bonne approximation de la pression interstitielle en M_0 , en prenant comme valeur :

$$P_0 = Z_2 - Z_0$$

Où : Z_2 = cote du point M_2 , point de contact de la ligne phréatique ou du parement amont avec la verticale issue de M_0 .

Cette méthode donne des valeurs de la pression par excès, (ce qui va dans le sens de la sécurité).

VI.5. Débit unitaire et épaisseur du drain tapis



Si q est le débit d'infiltration à travers un mètre de largeur du barrage qu'il faut évacuer à travers le filtre de perméabilité K_f est, on peut écrire :

$$q = K_f . i . A$$

Où : A : valeur moyenne de la section mouillée du filtre

$$i = \frac{H}{l} = \frac{e - h}{l} \quad \text{et} \quad A = \frac{e + h}{2}$$

$$q = K_f \cdot \frac{e-h}{l} \cdot \frac{e+h}{2} = K_f \cdot \frac{e^2 - h^2}{2.l}$$

$$e = \sqrt{\frac{2.q.l}{K_f} + h^2} \quad \text{On peut négliger } h^2, h \text{ étant petit}$$

IL est prudent de prendre un débit q égal au double du débit de fuite escompté. Ainsi l'épaisseur du filtre à prévoir sera :

$$e = 2 \cdot \sqrt{\frac{q.l}{K_f}}$$

La longueur de l n'est pas égale à la longueur totale du tapis filtrant, il faut retrancher la longueur de résurgence qui est égale à : $a = q/K_r$.

Avec : K_r : perméabilité du remblai du barrage [m/s]

q : débit de fuite [$m^3/s/ml$]

La longueur totale l_f du tapis sera : $l_f = l + a$

VI.6. Drainage de la fondation

En ce qui concerne le drainage des écoulements provenant de la fondation, la solution consiste à mettre en place un tapis drainant à la base de la recharge aval, au contact remblai-fondation, jusqu'au drain vertical ou incliné situé dans la zone centrale du remblai.

Ce tapis, qui peut être compartimenté afin de connaître le comportement de chaque zone délimitée, est à mettre en place lorsqu'il s'agit d'un ouvrage important. Pour les barrages plus modestes, et si les conditions géologiques et permettent, ce tapis drainant peut-être réduit en étant mis en place en bandes drainantes (notamment sur les zones jugées les plus sensibles des versants). Il ne peut être complètement supprimé que pour les petits ouvrages dont à condition que la fondation soit suffisamment étanche. L'épaisseur des couches doit permettre d'évacuer le débit prévu, l'épaisseur minimale de chaque couche granulaire horizontale étant de 0.20 mètre (drain et filtre).

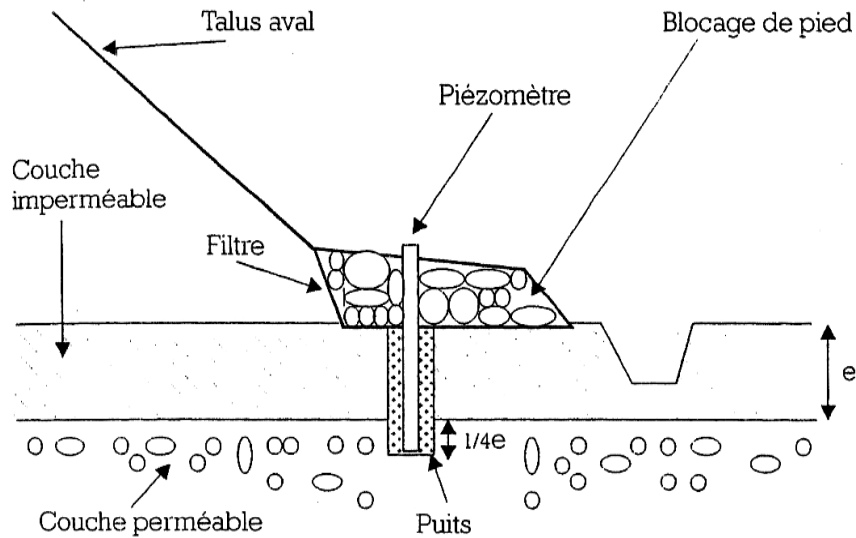


Figure VI.8: Soulagement des sous-pressions par puits aval prolongés dans la couche perméable (CIGB, 1997)

S'il y a au niveau de la fondation une couche superficielle peu perméable, qui recouvre une couche qui l'est beaucoup plus et dont la face supérieure est située à une profondeur inférieure à $H/3$, il est préconisé d'exécuter des puits de décompression (équipés en général de piézomètres) au pied aval du barrage, à raison d'un tous les 10 à 25 mètres. Le puits de décompression doit être protégé par un matériau filtrant vis-à-vis du matériau peu perméable environnant.

VI.7. Etancheité des fondations des barrages en terre

Lorsque les fondations du barrage sont imperméables, il suffit d'assurer la liaison entre le massif du barrage et sa fondation en réalisant un ancrage du dispositif d'étanchéité pour empêcher les infiltrations suivant la ligne de contact entre le barrage et sa fondation.

Dans le cas où les fondations sont perméables, leur traitement est indispensable pour les rendre étanches. Ce traitement est fonction de la nature des matériaux les constituant et de leurs profondeurs.

a) Clé d'étanchéité

C'est une tranchée remplie de matériaux assurant l'étanchéité du massif, qui doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans le substratum imperméable. (Figure 2.9).

Cette solution est adoptée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande car l'exécution de la tranchée et son remblayage se fait d'une manière mécanique.

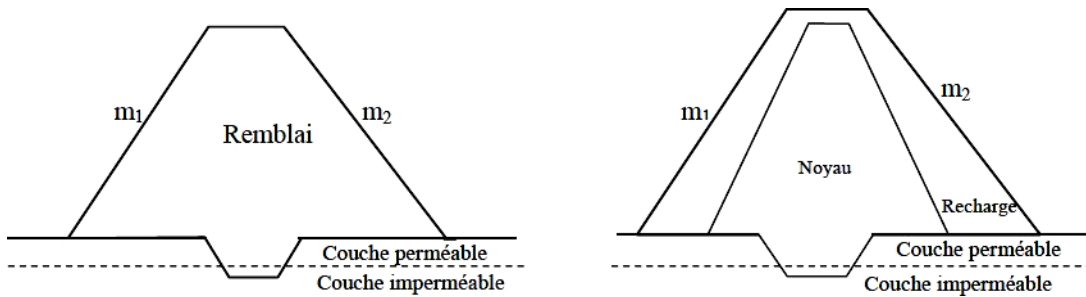


Figure VI.9: Clé d'étanchéité

b) Paroi moulée

On appelle paroi moulée un écran vertical construit à partir de la surface des fondations par excavation sans blindage et rechargé de coulis auto-durcissable de bentonite avec ciment ou en béton plastique. (Figure 2.10).

Cette technique est envisagée dans les terrains meubles et dans les fondations rocheuses grâce à de nouvelles techniques appelées hydro fraise.

Elle peut entraîner des désordres s'il se produit des déplacements importants, comme le poinçonnement inverse du remblai dans le cas d'un fort tassement de la fondation meuble.

Si cette paroi est située au pied amont du remblai, elle peut subir un cisaillement important dans sa partie supérieure.

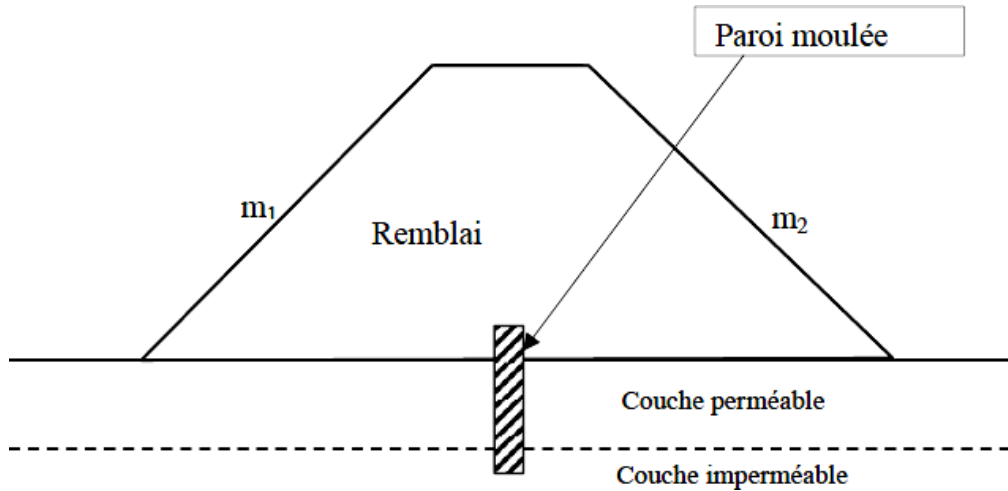


Figure VI.10 : Paroi moulée

c) Traitement des fondations par injection

L'injection consiste à faire pénétrer dans un milieu plus ou moins perméable un matériau pompable appelé coulis d'injection. L'injection s'effectue généralement par des forages réalisés dans le milieu à traiter et a pour but le plus souvent d'en améliorer la résistance mécanique et de réduire sa perméabilité. (Figure 2.11).

Les injections sont utilisables aussi bien dans le cas d'une fondation meuble que dans celui de massifs rocheux plus ou moins fissurés. Les produits d'injection étant adaptés au matériau traité (coulis de bentonite et ciment, coulis spéciaux). La coupure comporte le plus souvent, trois lignes de forages, comme l'injection ne peut être efficace en surface, soit on recoupe les premiers mètres injectés par une clé d'étanchéité, soit on traite à partir d'une certaine hauteur de remblai. (MESSAID, 2009)

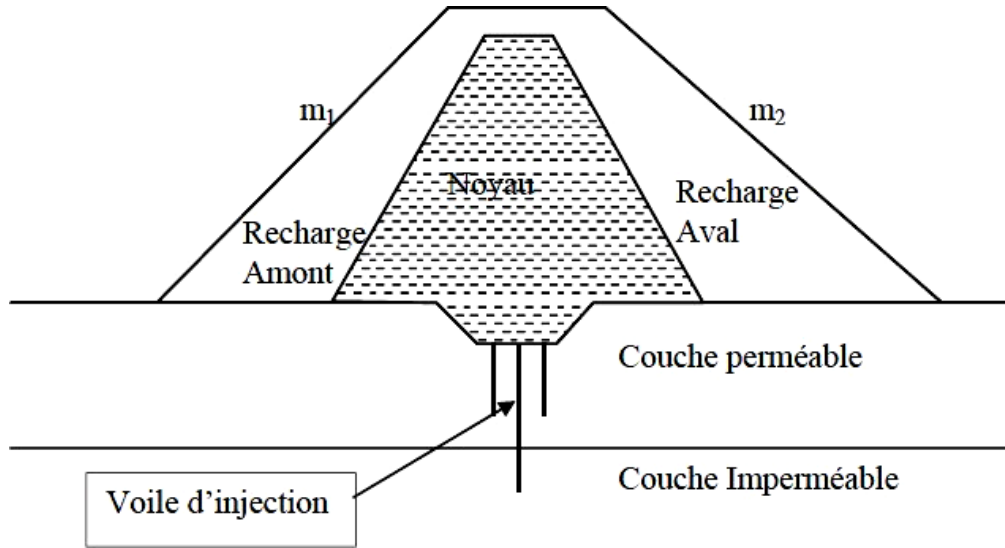


Figure VI.11 : Voile d'injection

d) Tapis d'étanchéité amont

Lorsque l'étanchéité de la retenue ne peut pas être réalisée par une coupure au droit du barrage, la solution consiste à étancher la cuvette totalement ou partiellement à l'aide d'un tapis en matériaux argileux compactés. On peut adjoindre aux matériaux argileux des produits d'étanchéité, des polymères synthétiques et de la bentonite pour améliorer son efficacité. (Figure 2.12).

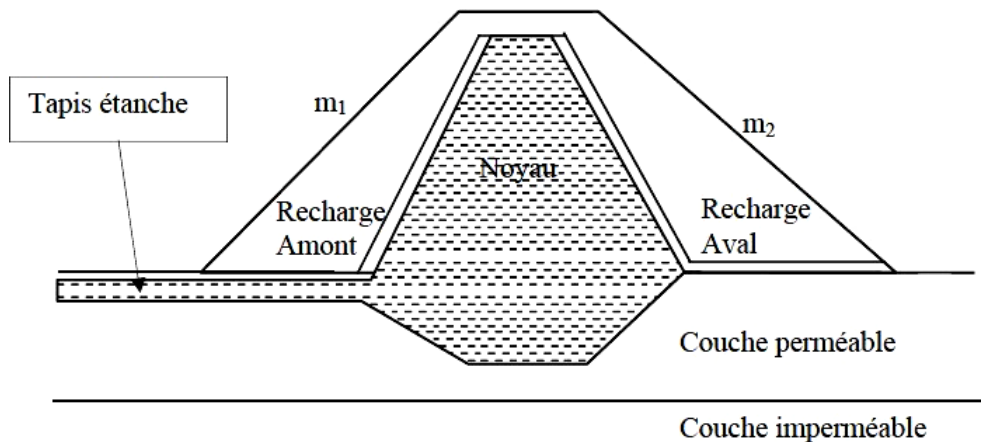


Figure VI.12 : Tapis d'étanchéité

VI.8. Protection contre les effets de l'eau (cas du barrage Bougara)

VI.8.1. Description du bassin versant du Barrage Col.Bougara

Le grand bassin versant du barrage Bougara draine un territoire couvrant un peu plus de 1000 km². Les sous-bassins des barrages Dahmouni et Bougara occupent respectivement 425 km² et 454 km².

a) Géologie et géomorphologie

Le bassin versant du barrage Bougara se situe dans le domaine des hautes plaines sud-oranaises, plus précisément dans le Plateau du Sersou. Ce dernier est formé d'un vaste bassin continental compris entre la limite du pied mont méridional des reliefs de Tiaret et la chaîne du Nador. Le Plateau du Sersou est caractérisé par un substrat de conglomérats calcaires pliocènes engendré par l'accumulation de dépôts issus du démantèlement des reliefs environnants. À l'exception de modestes reliefs entre Tiaret et Sougueur, le paysage est plat avec une légère pente SO-NE près des principaux cours d'eau.

Le bassin versant du barrage Bougara présente des formations géologiques datant du tertiaire jusqu'au quaternaire récent. Les formations tertiaires proviennent du miocène supérieur dans le Djebel Guezou et du Miocène inférieur pour la zone comprise entre Tiaret et Dahmouni. Ces formations sont caractérisées par du grès, du grès marneux, des marnes et des marnes gréseuses.

Finalement, des formations quaternaires se trouvent sous la forme de croûtes et/ou d'encroûtements calcaires indurés et de terrasses alluviales créées par l'Oued Nahr Ouassel.

b) Topographie

Les ensembles géographiques les plus importants au sein du grand bassin versant du barrage Bougara sont les plateaux du Sersou et de Beni Leent, situés respectivement sur les rives droite et gauche de l'Oued Nahr Ouassel, de même que le Djebel Ghezou se trouvant dans la portion est du bassin versant. La dénivelée maximale du bassin atteint 579 m, en débutant à 797 m au barrage Bougara, pour culminer à 1244 m sur la limite sud du bassin dans la commune de Sougueur

Les caractéristiques des dénivelées dans le sous-bassin versant du barrage Bougara sont illustrées au niveau du tableau VI.1.

Tableau VI.1. Caractéristiques des dénivelées dans le sous-bassin versant du barrage Bougara.

Classe de pente	Superficie et proportion du sous – bassin	
	(km ²)	%
Nulle à faible	164.8	36.3
Modérée	213.8	47.1
Abrupte	39.5	8.7
Très abrupte	32.7	7.2
Extrême	3.18	0.7

Source : DHW Tissemsilt, 2009

La superficie du bassin versant du barrage Bougara est de 454 Km² et qui englobe neuf communes dont les superficies sont illustrées sur le tableau. VI.2.

Tableau VI.2. Superficie et portion des communes situées dans le sous-bassin versant du barrage Bougara

Wilaya	Communes	Superficie dans le sous-bassin(Km ²)	Surface partielle (%)
Tissemsilt	Tissemsilt	169.3	37.3
Tiaret	Sebaine	132.5	29.2
Tiaret	Hamadia	57.6	12.7
Tiaret	Mahdia	41.7	9.2
Tissemsilt	Ouled Bessam	29.5	4.0
Tissemsilt	Khemisti	11.8	2.6
Tissemsilt	Sidi Abed	4.9	1.1
Tiaret	Bougara	4.9	1.1
Tissemsilt	Ammari	1.3	0.3
Total		454.0	100.0

Source : DHW Tissemsilt, 2009

Dans le bassin versant du barrage de Bougara la pente est généralement faible à modérée

La superficie du bassin versant du barrage Dahmouni est de 425Km², 55% de cette superficie présente une pente modérée le reste de la superficie varie entre pente nulle et extrême (tableau VI.3)

Tableau VI.3. Caractéristiques des dénivelées dans le sous-bassin versant du barrage Dahmouni

Classe de pente	Superficie et proportion du sous – bassin	
	(km ²)	%
Nulle à faible	156.4	36.8
	235.8	55.5
Modérée	19	4.5
Abrupte	11	2.7
Très abrupte	2.9	0.7
Extrême		

Source : DHW Tissemsilt, 2009

Sur le plan administratif, le sous-bassin versant du barrage Dahmouni couvre 10 communes en partie, les communes de Sougueur et Ain Bouchekif présentent la moitié du bassin.

Tableau VI.4. Communes dans le sous-bassin versant du barrage Dahmouni

Wilaya	Communes	Superficie dans le sous-bassin (Km ²)	Surface partielle(%)
Tiaret	Sougueur	130.4	30.7
	Aïn Bouchekif	91.8	21.84
	Tiaret	71.7	17.12
	Dahmouni	63.1	14.88
	Sebaine	42.5	10.08
	Sidi Abdelghani	24.1	5.68
	Mellakou	1.1	0.30
	Naima	0.1	Insignifiant
	Ain Zarit	< 0.1	Insignifiant
	Oued Lili	< 0.1	Insignifiant
Total		425	100.00

Source : DHW Tissemsilt, 2009

VI.8.2. Présentation du barrage colonel Bougara

a) Objectif :

Il est destiné à stocker 13 Hm³ pour l'irrigation du périmètre de Bougara (1000 ha)

b) Localisation :

Le barrage de C.Bougara (*photo 4.1*) se situe à 40 km en aval du barrage de Dahmouni sur le même cours d'eau, et à une dizaine de km au sud de la ville de Tissemsilt, aux coordonnées U.T.M suivantes :

X = 403781.86 m

Y = 3936192.251m

Z = 818.226 m



Photo IV.1 Barrage Col. Bougara



Figure VI.13 : Localisation du barrage de Bougara (google imagerie)

c) Caractéristiques hydrologiques :

- Bassin versant : Sur les 1000 km² que représente la superficie du bassin versant, le barrage Colonel Bougara ne contrôle que la moitié soit 454 km², le reste est contrôlé par le barrage de Dahmouni en amont.
- Précipitation moyenne (1972/2001 station Bougara) : 356.4 mm/an
- Apport liquide annuel moyen : 9 Hm³.
- Apport solide annuel moyen estimé : 38 000m³
- Débit annuel moyen de l'oued 0.3 m³/s.
- Température extrêmes en année normale 0° C + 37°C.

d) Caractéristiques de la retenue

- Plus hautes eaux (PHE) 813.70 [m]
- Niveau de retenue normale (NRN)809.50 [m]
- Cote de la retenue au niveau mort806,11[m]
- Superficie de la retenue au RN..... 510,16 [ha]
- Volume de la retenue au N R 13 [km²]
- Volume utile de la retenue..... 11.00 [Hm³]
- Volume régularisable..... 5,5 [Hm³]
- Volume mort 2 [Hm³]

e) Caractéristiques techniques

- Digue en terre
- Hauteur de la digue : 20 m
- Longueur de la crête : 300 m.



Photo IV.2 Digue du Barrage Col. Bougara

Tableau . VI.5. levé bathymétrique du barrage C. Bougara

Années	Situation	Nombre d'années d'exploitation	Capacité (Hm ³)	Perte annuelle (Hm ³)	Taux envasement (%)
1989	Mise en eau	16	12.92	0.1	12
2005	Levé bathy		11.31		

Source : ANBT ,2005

VI.8.3. Détermination des côtes caractéristiques

a) Calcul de la côte de la crête du barrage (CCB)

- calcul de la revanche

La revanche sert de protection contre les vagues lors des crues catastrophiques. Elle se détermine à partir des formules empiriques ci-après et elle dépend de la longueur du lac "Fetch" et de la longueur des vagues.

On peut évaluer directement la revanche par formule simplifiée par les bureaux d'études :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,742} \rightarrow R = 1,26m$$

Tel que F représente la longueur du Fetch, elle est évaluée directement sur la carte topographique:

Le cas le plus défavorable est pris lorsque le sens de soufflement du vent est perpendiculaire à l'axe de la digue (on trouve le sens NE) $\rightarrow L = 0,742$ Km.

Finalement on prendra, pour la sécurité du barrage $R = 1,5m$

$$CCB = \nabla CRE + R + h_{sec}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Degré d'importance du barrage} \rightarrow II \\ \text{Condition exceptionnelle d'exploitation} \end{array} \right\} \rightarrow h_{sec} = 0,5m$$

$$\nabla CCB = 813,70 + 1,5 + 0,5 \rightarrow \nabla CCB = 815,7$$

b) Calcul de la hauteur du barrage

- Calcul sans tassement

$$H = \nabla CCB - \nabla CFL = 815,7 - 806,11 \rightarrow H = 9,6m$$

- Calcul avec tassement

On considère que les tassements représentent $T = 1\% H$

$$T = 0,01 \cdot 9,6 = 0,096$$

$$\text{Dou } H = \nabla \text{CCB} - \nabla \text{CFC} = (\nabla \text{CRE} + R + h_{\text{sec}} + T) - \nabla \text{CFL}$$

$$H = (813,70 + 1,5 + 0,5 + 0,096) - 806,11 = 9,7\text{m}$$

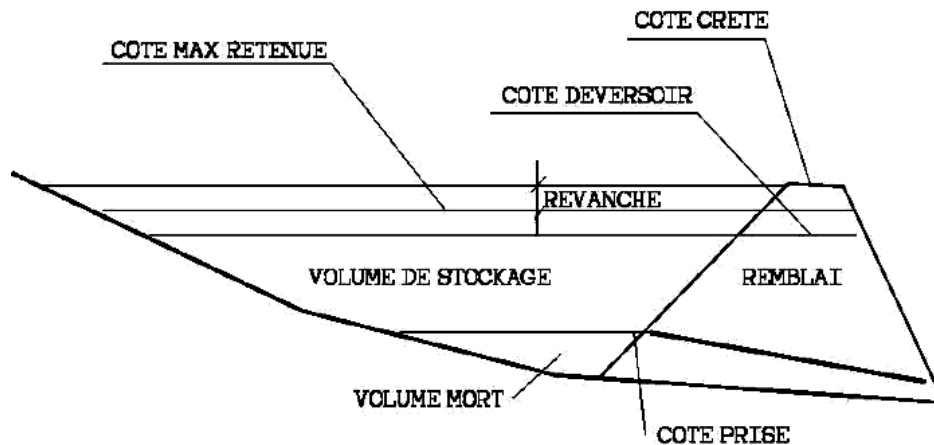
Donc on prendra pour hauteur du barrage $H = 9,7$ m enfoncement dû aux tassements compris.

c) Calcul de la largeur de la crête

La largeur de la crête doit être suffisante pour permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et son entretien futur. Elle se calcule par les formules empiriques.

$$\text{Sans tassement} \rightarrow \begin{cases} L = 1,65 \cdot \sqrt{H} = 1,65 \cdot \sqrt{9,7} = 5,14\text{m}6,96\text{m} \\ L = 3,6 \cdot \sqrt[3]{H} - 3 = 3,6 \cdot \sqrt[3]{9,7} - 3 = 4,68\text{m}6,4\text{m} \\ L = 1,1 \cdot \sqrt{H} + 1 = 1,1 \cdot \sqrt{9,7} + 1 = 4,42\text{m}5,64\text{m} \end{cases}$$

Largeur en crête 6,50 m



d) Calcul de la pente des talus

Le choix des pentes des talus amont et aval est en fonction des matériaux utilisés et leurs caractéristiques, ainsi que la hauteur du barrage, elles sont corrigées si nécessaire lors de l'étude de stabilité, les pentes des talus doivent assurer la stabilité statique de ces talus.

La pente des talus du barrage en terre est fixée par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Vu que le matériau est homogène avec un assez fort pourcentage d'argile et vu que la hauteur du barrage est ($H = 9,7$ m)

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 18 m, on prend :

Pentes des talus amont $m = 2,5$ (cas réel)

Pentes des talus aval $n = 3$ (cas réel)

VI.8.4. Protection du barrage

a) Remblai formant le corps du barrage

Pour l'édification d'une digue ou d'un barrage, les terres naturelles telles qu'on les trouve dans le sol se tassent progressivement sous l'effet du poids croissant de terres qu'on leur superpose et ceci pendant leur mise en place dans l'ouvrage en construction (phénomène de consolidation naturelle qui peut durer plusieurs mois). De plus, les tassements peuvent se produire inégalement et amener dans la digue, des fissures par les quelles l'eau du réservoir se fraierait un passage et risquerait d'emporter l'ouvrage. Le compactage a pour objet de prévenir ces désordres, en provoquant artificiellement un tassement immédiatement des terres, au cours même de l'édification des remblais.

Ajoutant que, dans le cas des digues ou des barrages, l'addition d'eau présente un intérêt accru, car des terres, mises en place trop sèches, ne manqueraient pas de se saturer au cours du remplissage du réservoir et les eaux d'infiltration, en venant remplir les vides, provoqueraient certainement des tassements dangereux.

L'analyse granulométrique du remblai s'illustre dans le tableau suivant:

Tamisât (%)	45	50	60	85	100
Diamètre (mm)	$2 \cdot 10^{-3}$	$3,1 \cdot 10^{-3}$	$6,1 \cdot 10^{-3}$	$28 \cdot 10^{-3}$	0,1

Tableau VI.6. Analyse granulométrique du remblai.

On note que le coefficient d'uniformité (coefficient de GAZEN) $\frac{d_{60}}{d_{10}} > 5$. Puisque d_{10} est très faible (particules très fines) donc le coefficient d'HAZEN présente une granulométrie étendue.

b) Choix du drain

Le drainage est utilisé pour:

- Rabaisser la courbe phréatique et aussi garantir la stabilité au talus aval du barrage.
- Protéger le talus aval contre le phénomène de renard

Étant donné que notre barrage assure une petite chute donc on a opté pour un tapis drainant entre le massif et la fondation du barrage qui constitue une solution efficace. Il sera constitué d'une couche de sable grossier succédé par une couche de gravier d'épaisseur 20,0 cm chacune.

c) Dimensionnement du tapis drainant

La longueur de ce tapis drainant sera égale à:

$$L_d = \left(\frac{1}{3} : \frac{1}{4}\right) \cdot L_B$$

Avec :

L_d : longueur du tapis de drainage.

L_B : largeur en base du barrage.

- Calcul de la largeur en base

$$L_B = b_1 + b_2 + 6,50 \text{ m}$$

$$b_2 = m \cdot H \quad CCB = 2,2 \cdot 9,7 \text{ m} \rightarrow b_2 = 24,25 \text{ m}$$

$$b_1 = n \cdot H \quad CCB = 3,0 \cdot 9,7 \text{ m} \rightarrow b_1 = 29,1 \text{ m}$$

$$D'où \quad L_B = 29,1 \text{ m} + 24,25 \text{ m} + 6,50 = 59,85 \text{ m} \rightarrow L_B = 60 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } L_d = \left(\frac{1}{3} : \frac{1}{4}\right) \cdot L_B = \left(\frac{1}{3} : \frac{1}{4}\right) \cdot 60$$

$$\text{Donc : } L_d = (20:15) \text{ m} \rightarrow L_d = 17,5 \text{ m}$$

d) Choix du filtre

L'augmentation des vitesses et des gradients de filtration lors de la réalisation d'un drainage accentue le danger de Renard dans le sol de fondation. Pour arrêter ce danger il y a lieu de prévoir des filtres inversés qui s'avèrent être un procédé efficace dans ce domaine. Si un bon choix de matériaux constituant le filtre inversé est fait et si les matériaux sont disposés comme suit, le filtre inversé peut éviter un développement de renard même pour un gradient de filtration $J = 7 : 20$

Pour être efficace, les filtres doivent respecter les conditions suivantes:

- 1) Les particules de la 1ère couche ne doivent pas pouvoir pénétrer dans la couche suivante: il ne faut pas qu'il y est "versement" des fines particules dans les couches moins fines.
- 2) Il ne faut pas qu'il y est mouvement des particules dans une seule et même couche.

3) Les particules du sol protégé par le filtre ne doivent pas être entraînées à travers le filtre, exception faite des particules les plus fines ce qui est considéré comme admissible.

4) Les filtres doivent être disposés de telle sorte que lors de leur exploitation ils ne doivent pas être bouchés par de la vase.

Longueur en crête : La longueur en crête par rapport à l'axe défini de la digue est : $L = 300$ m

Pente des talus

Tableau VI.7. Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur du barrage (m)	Type de barrage	Pente des talus	
		Amont	Aval
$H < 5$	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
	- Homogène granulométrie étendue	2	2
$5 < H < 10$	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
$10 < H < 20$	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3

« Source : Technique des barrages en aménagement rural ».

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage.

On choisit pour les calculs les pentes :

Parement amont $m_1 = 2,2$. Parement aval $m_2 = 3$

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

VI.8.5. Protection des talus

- **Talus aval :** Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 40 cm, ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 40cm pour plus de sécurité.

- **Talus amont** : Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le battillage des vagues et les averses violentes. On rencontre différents types de protection :

- en béton ;
- en béton armé ;
- en enrochement.

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).

Le matériau devra être sain, d'un poids capable de résister à la poussée des vagues.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes :

VI.8.6. Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes.

La méthode de « U.S.ARMAY », Les ingénieurs de l'USARMY utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Les valeurs de l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement et $D_{50\text{min}}$ sont données par le tableau suivant :

Tableau VI.8. Epaisseur mini de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues (m)	Épaisseur minimum de la couche d'enrochement (m)	$D_{50\text{minimum}}$ (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

La hauteur des vagues se détermine par la Formule de STEVENSON comme suite:

$$h_v = 0,75 + 0,34\sqrt{L} - 0,26^4\sqrt{L}$$

Tel que L représente la longueur du Fetch, calculé précédement → $L=0,742\text{Km}$.

$$h_v = 0,75 + 0,34\sqrt{0,742} - 0,26^4\sqrt{0,742} \rightarrow h_v = 0,802\text{m}$$

Chapitre VI : Dispositifs de protection contre les effets de l'eau

Pour notre cas $h_v = 0,80\text{m}$, donc $0.6 < H_v < 1.2 \text{ m}$, on trouve que l'épaisseur min de la couche d'enrochement égale à $0,45\text{m}$, et le $D_{50\text{min}}$ égale à $0,3\text{m}$.

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

Conclusion : En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche $e = 45 \text{ cm}$ et un diamètre moyen de 30cm . Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 45 cm d'enrochement avec 30 cm de filtre (lit de gravier et sable).

VI.8.7. Protection de la crête

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur, afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage d'un véhicule.

VI.8.8. Drainage du barrage

Pour éviter le phénomène du sous pressions et pression interstitielle dans le corps du barrage, on prévoit un dispositif de drainage qui a pour rôle d'intercepter les eaux d'infiltration, et de les faire sortir en aval du barrage sans causer de dégât préjudiciable au barrage.

Les dispositifs drainant les plus appropriés pour remplir ces fonctions sont, Un drain vertical (pour protéger au maximum le talus aval contre les pressions interstitielles et les sous-pressions) peut être incorporé au centre de la digue homogène se compose de graviers d'une largeur égale à 1.5 m et une couche de 15 cm de sable. Ce drain vertical à une hauteur de $9,5\text{m}$ est relié au pied du talus aval par un drain horizontal (tapis drainant) identique au drain vertical de tout point de vue, il est relié à la restitution (oued) par un drain prisme qui va participer à la stabilité de l'ouvrage.

a) Les drains

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé, sa granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

b) Dimensionnement du drain prisme

- Dimensionnement de prisme

Hauteur: $h_p = (0.15 \div 0.2) h_b$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b = 9,7 \text{ m}$)

On prend $h_p = 0.175 h_b$ Ce qui nous donne : $h_p = 1,69\text{m} \rightarrow$ On prend : **HP = 1,7m**

Largeur en crête : $b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr}$

On prend : $b_p = 1/3 h_{dr} = 0.33 * 1,7 = 0,56\text{m}$

On prend : **$b_p = 1 \text{ m}$**

c) Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/4 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du barrage ($L_b = 60\text{m}$)

On trouve **$L_d = 15\text{m}$**

Tableau VI.9. Différentes caractéristiques de la digue

Hauteur du barrage		9,7m
Largeur en crête		6,50 m
Longueur en crête		300 m
Cote en crête de la digue		815,7m
Pentes du talus		$m_1 = 2.2 ; m_2 = 3$
Protection des talus	Amont	$e = 0,45\text{m} ; D_{\min} = 0,3\text{m}$.
	Aval	$e = 0,45\text{m} ; D_{\min} = 0,3\text{m}$.

VI.8.9. Vérification de la condition d'absence du phénomène de renard

La condition de l'absence du phénomène de renard au massif du sol est vérifiée comme suit :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \cdot \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05 \cdot \eta) \frac{n}{1-n}$$

Avec η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 7,6$

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \cdot \log \eta$

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ; $n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

$D_5(\text{mm})$	0.06
$D_{17}(\text{mm})$	0.11
n_0	0.45
n	0.36

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \cdot \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05 \cdot \eta) \frac{n}{1-n} \quad \text{AN : } 0,55 > 0,3$$

Donc Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène de renard dans le filtre.

VI.8.10. Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre

$$K_F \geq (2 + \sqrt[6]{\eta}) K_N$$

K_F : Coefficient de perméabilité du filtre.

K_N : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue $1,3 \cdot 10^{-8}$ m/s.

AN: $K_F \geq 4,42 \cdot 10^{-8}$ m/s \rightarrow on prend : $K_F = 4,5 \cdot 10^{-8}$ m/s.

VI.8.11. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

La résistance d'infiltration du sol constituant la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm}$$

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ;

On le détermine à partir du tableau suivant

Tableau VI.10. Classification des barrages

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

Notre barrage appartient à la classe IV.

Tableau VI.11. 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

ΔH : La différence du niveau d'eau amont aval ($\Delta H = 11,6$ m)

$$\Delta H = 809,50 - 806,11 = 3,4 \text{ m}$$

$$I_{adm} = 1,95; \text{ Donc : } \Delta H = 3,4 \text{ m ; } \delta n = 30 \text{ m ; } I = 0,12 \leq I_{adm}$$

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \text{ D'où } I = \frac{3,4}{30} = 0,12 < I_{adm}$$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

VI.8.12. Fondation du barrage :

Cette vérification s'effectue en utilisant l'expression d'après Pdaux :

$$J_f \leq \frac{J_{cr}}{K_s}$$

J_{cr} : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de fondation d'après le tableau ci-dessous.

Tableau : VI.12. Détermination du gradient d'Infiltration admissible.

Sol de fondation	J _{cr}
Argile	1,20
Limon	0,65
Sable gros	0,45
Sable moyen	0,38
Sable fin	0,29

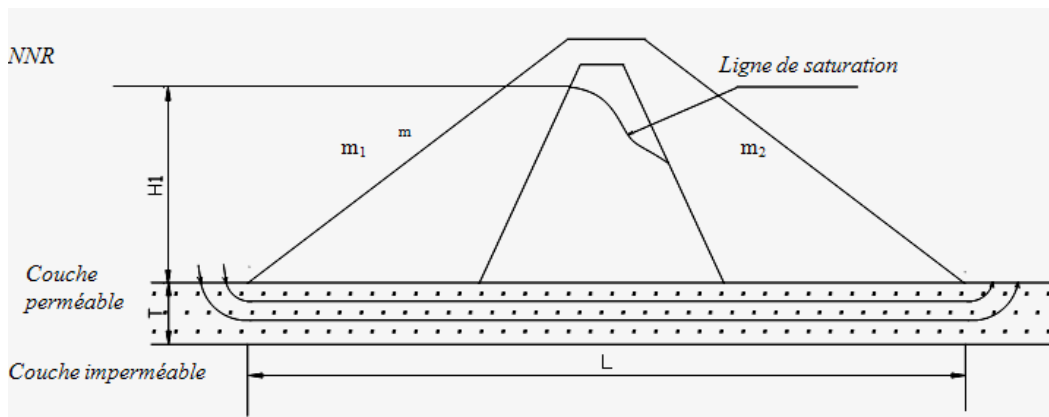


Figure VI.14 : Schéma de calcul d'infiltration

K_s : coefficient de sécurité déterminé d'après le tableau suivant.

Tableau : VI.13. Détermination de coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K _s	1,25	2,00	1,15	1,10

J_f : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante

$$J_f \leq \frac{J_{cr}}{K_s} \quad J_f \leq \frac{1,2}{1,15} = 1,04$$

$$J_f = \frac{\Delta H}{L + 0,88.T_c} \quad \text{D'où} \quad J_f = \frac{3,4}{60 + 0,88.2} = 0,05$$

T_c : profondeur de calcul de la zone d'infiltration de la fondation ($T_c = 2\text{m}$)

L : largeur du barrage à la base ($L = 100\text{ m}$)

ΔH : la différence du niveau d'eau amont aval ($\Delta H = 11,6\text{ m}$)

Pour notre barrage qui appartient à la III^{ème} classe avec une fondation marno argileuse
« $k_s = 1,15$ et $J_{er} = 1,2$ ».

On trouve : $J_f = 0,05 < 1,04$

La condition est vérifiée, la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

VI.9. Conclusion

On peut dire que les filtres et les drains sont des organes indispensables pour le bon fonctionnement des barrages en terre mais leur efficacité est étroitement liée à leur dimensionnement et au choix de leur emplacement.

Certains types de drains ont des dimensions imposées par les conditions locales propres à chaque ouvrage tel que l'épaisseur de la zone imperméable sous le barrage, la hauteur du niveau aval.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude du problème des fuites d'eau au niveau des barrages s'avère d'une grande importance, vu les risques qui peuvent être engendrés sur la stabilité des barrages, mais aussi sur les pertes en eau, qui sont d'une importance primordiale pour les zones où cette ressource se fait rare, à l'instar des zones arides particulièrement en Algérie. Ces différents facteurs, nous ont incités, à étudier ce problème de fuites d'eau, la majorité des barrages sont exposés à cet épineux problème.

Le comportement des barrages en terre est influencé par plusieurs paramètres et phénomènes pouvant affecter leurs performances ou engendrer la rupture. Ces phénomènes sont souvent liés en partie à l'écoulement de l'eau à travers le corps de barrage et sa fondation.

L'interaction de l'eau avec ces ouvrages peut être à l'origine de dommages importants allant jusqu'à la rupture. Une grande partie de ces dommages est due au phénomène d'érosion interne.

La vulnérabilité des ouvrages en terre à l'érosion hydrique est extrêmement dépendante de la texture du sol (en particulier, la présence de particules fines argileuses) et de la sensibilité à la dispersion.

L'étude de la stabilité de talus amont et de talus aval est la partie essentielle de conception des barrages en terre.

Le passage d'eau dans une partie du massif engendre un changement des caractéristiques géotechniques des matériaux avec apparitions de pressions interstitielles, ce qui augmente le risque de glissement des talus.

L'infiltration des eaux à travers la digue, est un phénomène qui est dû au gradient hydraulique et au coefficient de perméabilité. L'écoulement gravitaire de ces filets d'eaux entraînant avec lui les particules fines de sable. Ainsi, sous l'effet de pression elle forme un petit tunnel qui est dévastateur pour l'ouvrage et un danger pour la stabilité de l'ouvrage.

Pour assurer une meilleure stabilité et pérennité de l'ouvrage, on doit posséder les éléments et données nécessaires permettant de bien évaluer le taux d'infiltrations à travers la structure et l'importance des forces dues aux pressions interstitielles et de prévoir ainsi le comportement de l'ouvrage.

Conclusion générale

Afin d'éviter les différents aléas liés à l'écoulement, on doit préconiser un système de drainage au niveau de la digue afin de drainer les eaux, éliminer la pression interstitielle et rabattre la ligne de saturation.

Le système de drainage joue un rôle très important dans la stabilité du barrage, la longueur du drain conditionne le choix des pentes de la digue et donc peut permettre de choisir des pentes donnant un ouvrage économique. Mais cette longueur doit être choisie de sorte à minimiser les fuites d'eau à travers le corps du barrage.

Un drainage interne doit donc être adapté au type du barrage et à sa fondation. Les filtres et drains aval devront avoir une grande capacité d'évacuation et être contrôlés non seulement durant les premières mises en eau, mais tout au long de la vie du barrage par des mesures régulières des fuites et par un réseau de piézomètres bien implantés et en nombre suffisant à l'amont comme à l'aval des organes étanches. Le contrôle est un élément important de la sécurité.

Cette étude a permis d'exposer les différentes méthodes de détermination de la ligne de saturation, le débit de fuite, le dimensionnement des filtres et drains, le calcul de la stabilité mécanique.

Elle a permis d'analyser la stabilité hydraulique, en réduisant le débit de fuite au sein du massif par abaissement de la ligne de saturation, en plaçant un drain horizontal. Et la stabilité mécanique des talus amont et aval de la digue en terre du barrage.

Nous pouvons tirer les recommandations suivantes :

- Les pertes d'eau enregistrées sont dues aux sites d'implantations qui sont favorables aux fuites et défavorables au stockage, vu le manque des sites appropriés, d'une part et d'autre part au choix même du type du barrage. En effet, le type de barrage doit être choisi en tenant compte du débit des fuites probables et leur variation au cours du temps.
- Le problème des infiltrations d'eau, doit être pris en compte dans les études des ouvrages hydrauliques.
- L'étude du problème d'infiltration d'eau au niveau des barrages algériens fortement exposés, cas par cas pour porter des remèdes.
- Mettre en exergue le phénomène de fuites et ses répercussions sur le barrage constitue une étape primaire et primordiale dans le but de remédier au problème de fuites d'eau.

En perspective il est intéressant de rechercher la liaison très étroite qui existe entre les filtres et les systèmes de drainage car les deux organes constructifs jouent des rôles complémentaires dans un barrage en terre et parfois les filtres peuvent remplacer les drains.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] - Rouissat N. (2007). Approche méthodologique du suivi de comportement des barrages en remblai. Mémoire de magister. Département de génie civil. Faculté de technologie université Aboubekr Balkaid, Tlemcen.
- [2] - BONELLI S. (2001) Ouvrages hydrauliques en remblai : un regard transversal sur l'action de l'eau-*Revue Ingénieries* n° 26- p. 49-58
- [3]. BENADDA, L., « Infiltration à travers les barrages ». Cours. Université Abou BekrBelkaid Tlemcen.
- [4] - Désodt C., Horsin Molinaro H.(2016). Phénomène de boulangage et d'érosion régressive (renard hydraulique) dans les barrages. 11p, 3-6P.
- [5] - POULAIN D., ALONSO E., GIRARD H., MORLIER P., (1995). Développement des pressions interstitielles de construction dans les barrages en matériaux argileux humides. *Revue française de géotechnique*, N°72. p. 35-54
- [6] - Bir, Said. 2012. Ecoulement au travers les milieux poreux. Approche Stochastique. Tizi Ouzou : Thèse de magistère,
- [7] - MARIAUX P., ROYET P. et FOLTON C., (2000) –Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations, éditions cemagref, 88p.
- [8] Ait Abbas, R. et Boudha, K., Etude des infiltrations à travers un milieu poreux : application au cas d'un barrage en terre. Mémoire de Fin d'Etudes, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 2001.
- [9]. LEHBAB Z. et BOUKEZZI R. « Les barrages en remblai de terre ». Polycopié, Faculté d'Architecture et de Génie Civil, Département d'Hydraulique, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF.
- [10] - MARCEL FRENETTE (1977) -Ecoulement dans les milieux poreux –Edition presse Universitaire Laval ,236 p.
- [11]. DOUIS, M. ET BEDJOUTI, M., « Etude des infiltrations des eaux par les berges et le fond des barrages réservoirs en région arides: Cas du barrage fontaine des gazelles Biskra ». Projet de fin d'étude. Université d'El-Oued, Mai 2017.
- [12] - 1986. Géotextiles : filtres et transition pour barrages en remblai. p.18, 129.
- [13]. BENCHERRAT, N. ET MOTEFKA KARA, M., « Analyse paramétrée pour l'optimisation des dimensions des drains des barrages en terre ». Mémoire de projet de fin d'étude. Université AboubekrBelkaid-Tlemcen, 2017.
- [14] - Bouhlali M. (2006). Les risques associés aux barrages, mémoire de magister, université Aboubekr balkaid Tlemcen.

- [15]. ROUISSAT née SMAILN., surveillance des barrages ,Cours Master Ouvrages hydrauliques, Université ABOU BEKR BELKAID, Tlemcen, Algerie
- [16]. Dahmouche N. (2017). Études des infiltrations et stabilité du barrage
- [17] - Tacgrift H. (2008). Risque de renard hydraulique modélisation des écoulements dans le corps de digue, 21 p.
- [18] - AYADAT T., BELOUAHRI B. et AIT AMMAR R., (1998) -La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement- Revue Française de géotechnique, n°83, p.73-81.
- [19] - Malfi, A et Kolli, A. 2012. Infiltration dans les barrages en terre et influence des dispositifs de drainage. Mémoire d'ingénieur. Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen.
- [20] - BELARBI, Abdelkader. 2014. Erosion dans les ouvrages hydrauliques : de la dispersion à la détection en place. Université de Tlemcen : Thèse de Doctorat,
- [21] - Blais J. (2005). Typologie de l'érosion interne et érosion internes des digues fluviales, 70 p, p 66-67.
- [22] - 1997. Erosion interne : Typologie, détection et réparation, Barrages et réservoirs. Florence : s.n., 6.
- [23] - Messaid B. (2009) Étude de la position efficace des drains dans les barrages en terre, université colonel Hadj-Lakhdar-Batna, thèse de doctorat, soutenue en -2009, Batna, Algérie. 263 P.
- [24] - ALONSO E., POULAIN D. et BERNEDE T. (1994) - Influence des caractéristiques mécaniques et des pressions interstitielles sur la stabilité des barrages en terre homogènes, journées nationales d'étude AFEID-CFGB « petits barrages », Bordeaux, février 1993, Cemagref édition, pp. 239 - 256.
- [25] - Post, G., & Guerber, P. (1973). Conception du drainage dans les barrages en terre.
- [26] - Toumi A., Remini B. (2002). Contribution à l'étude des fuites dans les barrages Algériens, 1ères journées pluridisciplinaires sur les sciences de l'ingénieur "JPSI'1 2002", Université Hassiba ben Bouali Chlef, 15-17 Décembre.
- [27] - Comité internationale des grands barrages. Géotextiles : filtres et transition pour barrages en remblai, bulletin 55, 129p.
- [28] - Comité internationale des grands barrages. 1995 -Barrages en remblai : filtres et drains granulaires, bulletin 95, 256p.

Annexe

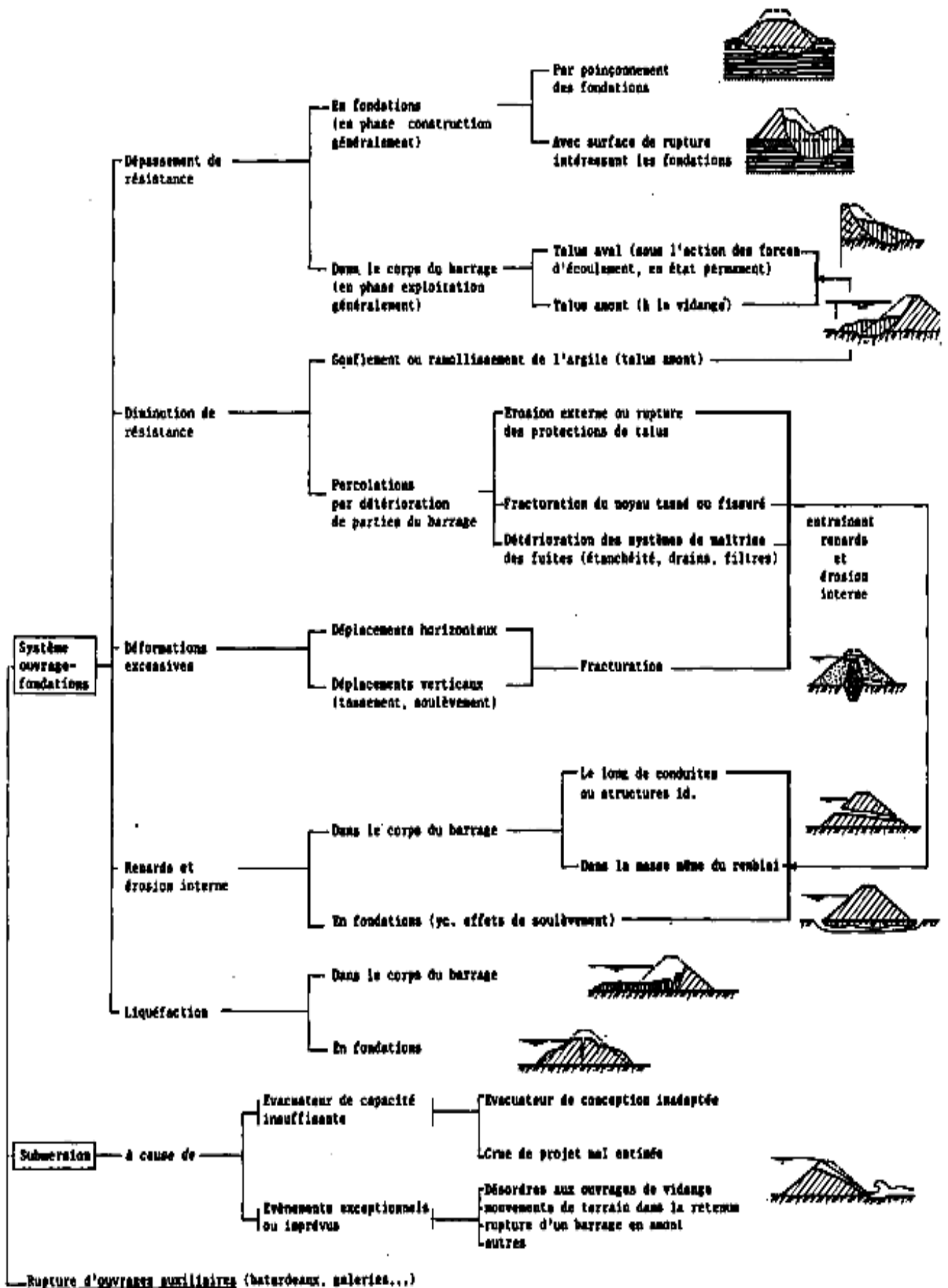
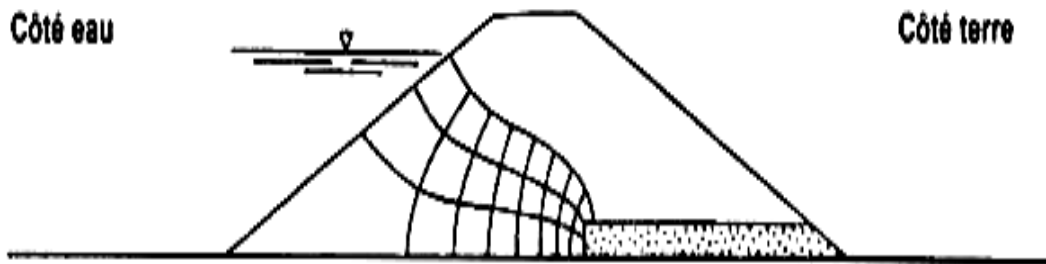


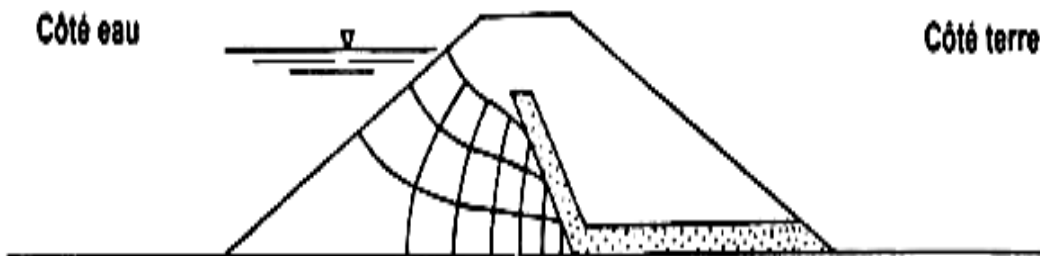
Schéma des causes de détérioration des barrages en remblais (d'après PERLEA,1984)

Pathologie des barrages en terre

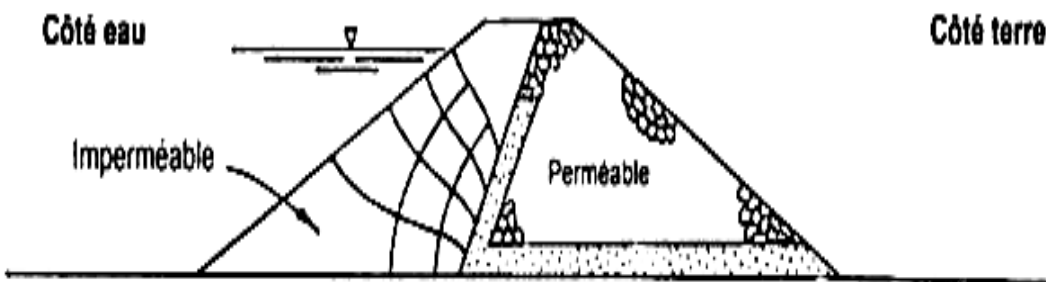
Causes	Dégradations	Conséquences
Défaut d'exécution	<ul style="list-style-type: none"> - instabilité du remblai - fissuration - lessivage de couche de pose - Renard le long de conduite de prise 	<ul style="list-style-type: none"> - affaissement - fuite - chute de perré - rupture de digue possible
Défaut de conception	<ul style="list-style-type: none"> - griffes d'érosion sur talus aval - érosion régressive du chenal - érosion talus aval par submersion - fuite par des défauts de filtre 	<ul style="list-style-type: none"> - rupture à long terme - basculement du déversoir - rupture digue
Arbres	<ul style="list-style-type: none"> - craquage des maçonneries (bajoyers, perrés maçonnés) - infiltration par racines pourries 	<ul style="list-style-type: none"> - érosion talus - fissures bajoyers - rupture possible
Vagues	<ul style="list-style-type: none"> - lessivage de couche de pose entraînant effondrement - chute du perré 	érosion corps de digue
Homme	<ul style="list-style-type: none"> - passage préférentiel - dérangement perré par les pêcheurs - déplacement du perré par autres usagers 	érosion talus
Animaux	<ul style="list-style-type: none"> - usure du parement aval par sabots d'animaux - trou de crocodile 	<ul style="list-style-type: none"> - érosion talus - rupture digue
Crue exceptionnelle en retour	<ul style="list-style-type: none"> - rupture de digue - rupture des déversoirs - submersion des digues 	perte totale des ouvrages
Envasement	<ul style="list-style-type: none"> - comblement du fond de la cuvette 	diminution de la réserve
Divers	<ul style="list-style-type: none"> - fissures sur déversoirs en béton - défaillance des joints - basculement des amortisseurs de chute 	<ul style="list-style-type: none"> - fuite d'eau - déchaussement de la 128 fondation



a. Couche de drainage horizontale

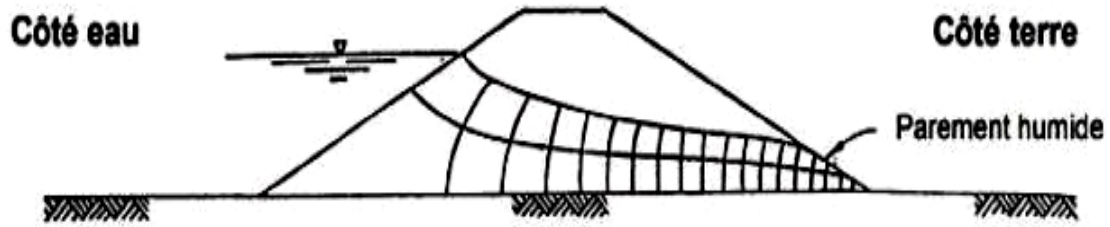


b. Couche de drainage inclinée, remblai homogène

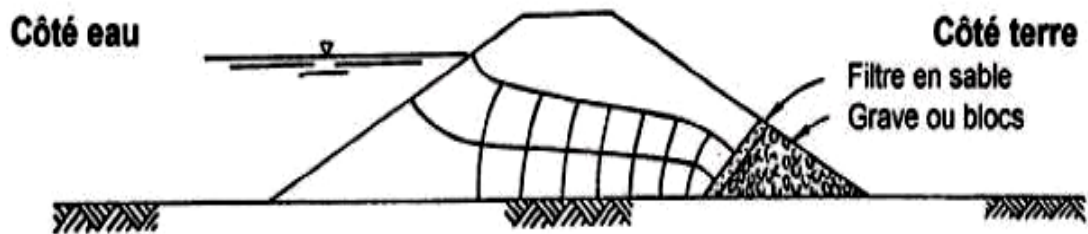


c. Couche de drainage inclinée, remblai zoné

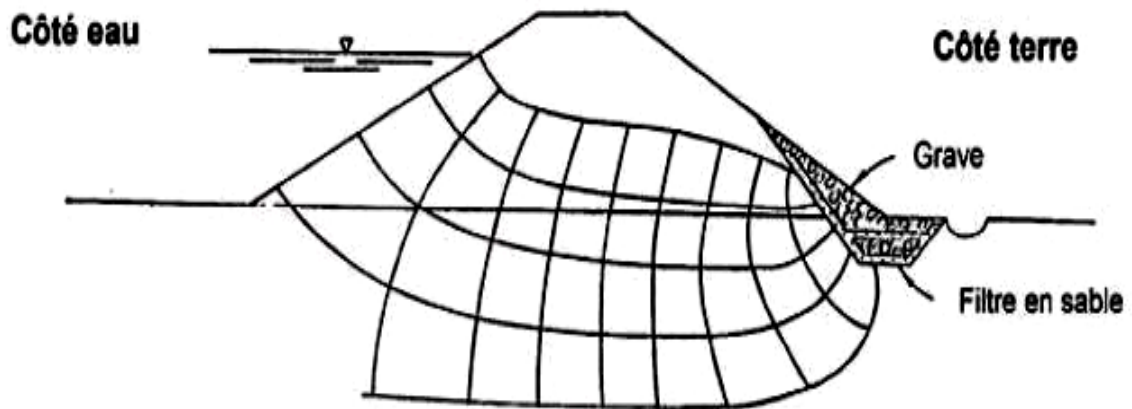
Différents exemples de types de drain à l'intérieur d'un ouvrage hydraulique en remblai



a. Section homogène sur fondation imperméable, écoulement sortant sur le parement côté terre



b. Section avec pied drainant



c. Section avec pied drainant combiné avec une tranchée drainante

Différents exemples de lignes d'écoulement, en fonction de l'existence d'un drain de pied et de son type pour un ouvrage hydraulique en remblai