

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 :

Mr : ZERROUKI SID AHMED
Mr : HACHI KHALED ABDELHADI

Sujet du mémoire

Etude d'un barrage en terre (digue)
barrage DAHMOUNI de TIARET

Soutenu publiquement le 22 / 09 / 2020 devant le jury composé de :

Mr, CHIKH Abdelbaki	Président
Mr, KHILOUN Mokhtar	Rapporteur
Mr, BELMAHI Samir	Examineur
M ^{elle} , OUAZIR Khatima	Examineur

PROMOTION : 2019– 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DEDICACES



Je voudrais dédier cet humble travail
à toute ma famille, a ma chère maman et mon cher père
Qui ont veillé à ce que je sois ce que je suis devenu maintenant.
A mes cher grands parents qui m'ont soutenu et encourager.
A mes frères et sœurs.
A mes amis
A tous ceux qui m'aiment.

DÉDICACES



A mon père,

A ma mère

A ma famille frères et sœurs

A tous mes amis

A tous ceux qui me sont chers(es)

A tous les universitaires

Je dédie ce modeste travail

REMERCIEMENT

Nous rendons grâce à Dieu de nous avoir donné le courage et la volonté afin de rédiger ce modeste travail qu'on souhaite qu'il soit estimable et réussi.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur M^r KHILOUN Mokhtar pour avoir accepté de diriger ce travail, pour l'aide et l'orientation qu'il nous a apporté et qui a su nous faire profiter de son expérience.

Nos remerciements vont également à M^r Le Recteur de l'université Ibn Khaldoun Tiaret Le Professeur : Mimouni Abdenbi , et notre chef de département M^r le docteur Bouakkaz Khaled ,

Un grand remerciement à M^r CHIKH Abdelbaki pour nous avoir fait l'honneur de l'immense plaisir d'accepter de présider le jury.

Nous tenons également à remercier M^r BELMAHI Samir qui a bien voulu examiner notre travail.

Nous tenons aussi à remercier M^{elle} OUAZIR Khatima qui a bien voulu examiner notre travail.

Nous voudrions exprimer toute notre connaissance à tous les enseignants du département de génie civil et particulièrement ceux et celles qui ont contribué à notre formation.

Merci à nos amis et collègues, qui nous ont aidés pendant ce travail.

Résumé

L'objectif de ce travail consiste à l'élaboration et le calcul des différentes étapes nécessaire au dimensionnement et à l'étude de la stabilité de la digue d'un barrage en terre.

Représentant 70% des barrages dans le monde, les barrages en remblai sont construits en matériaux locaux et ont la grande qualité de convenir aux fondations meubles qui ne peuvent supporter un ouvrage en béton et posent le problème de stabilité et en particulier le glissement des talus qui provoquent généralement des dégâts d'autant plus catastrophiques dans les grands barrages.

Il présente les définitions des différents types de barrages en remblai, leur conception générale et leur dimensionnement. Le calcul de l'infiltration et de la stabilité de ces ouvrages est également traité.

Il se termine par une présentation de techniques utilisées pour protéger les barrages contre les effets de l'eau.

Pour garantir un haut niveau de sécurité, il faut tout d'abord que l'ouvrage ait les dimensions lui permettant de faire face à tous les cas de charges et d'exploitation. Cette sécurité, est obtenue en premier lieu par une vérification du bon choix des pentes des talus par un calcul de stabilité statique et en second lieu, par un calcul dynamique de l'ouvrage.

Mots clés : barrage en terre, infiltrations, drainage, gradient hydraulique Stabilité, érosion interne, digue.

Abstract

The objective of this work is to develop and calculate the various steps required to design and study the stability of an earth dam dike.

Representing 70% of the world's dams, embankment dams are built with local materials and have the high quality of being suitable for loose foundations which cannot support a concrete structure and pose the problem of stability and in particular slope failure which generally causes even more catastrophic damage in large dams.

It presents the definitions of the different types of embankment dams, their general design and dimensioning. The calculation of infiltration and stability of these structures is also discussed.

It concludes with a presentation of techniques used to protect dams against the effects of water.

In order to guarantee a high level of safety, the structure must first of all be dimensioned to cope with all load and operating conditions. This safety is achieved firstly by checking the correct choice of slope by a static stability calculation and secondly by a dynamic calculation of the structure.

Key words: earth dam, infiltration, drainage, hydraulic gradient Stability, internal erosion, dam.

ملخص

يتمثل الهدف من هذا العمل في صياغة وحساب المراحل المختلفة اللازمة لتحديد أبعاد السد الترابي ودراسة استقراره تمثل السدود الحاجزة 70% من السدود في العالم ، وهي مصنوعة من مواد محلية وذات جودة عالية لكونها مناسبة للأساسات السائبة التي لا يمكن أن تدعم هيكلًا ملموسًا وتشكل مشكلة الاستقرار ولا سيما انزلاق المنحدرات التي بشكل عام تسبب أضرارًا كارثية أكبر في السدود الكبيرة يعرض تعريفات لأنواع مختلفة من السدود وتصميمها العام وتصميمها. يتم أيضًا حساب التسلسل واستقرار هذه الهياكل

وينتهي بعرض التقنيات المستخدمة لحماية السدود من تأثيرات المياه لضمان مستوى عالٍ من الأمان ، يجب أن يكون للهيكل أولاً الأبعاد التي تمكنه من التعامل مع جميع حالات الحمل والتشغيل. يتم الحصول على هذا الأمان أولاً عن طريق التحقق من الاختيار الصحيح للمنحدرات عن طريق حساب الاستقرار الثابت وثنائياً ، عن طريق الحساب الديناميكي للهيكل

الكلمات المفتاحية: سد التربة ، التسرب ، الصرف ، استقرار التدرج الهيدروليكي ، التآكل الداخلي ، السد

Liste des abréviations

τ : Résistance au cisaillement du sol.

τ_d : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

b' : Angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement,

W : Poids du bloc.

l : Distance entre les deux extrémités du bloc (m)

z : Profondeur verticale au plan de cisaillement (m)

T_i : Force de cisaillement à la base de la i ème tranche

σ' : Contrainte effective normale à la base de la tranche

D_{15} et d_{85} : Diamètres correspondant respectivement à 15 % et 85% de pourcentage de tamisat cumulé.

V : Vitesse d'écoulement (m/s)

K : Coefficient de perméabilité (m/s)

P : Poids (kg)

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

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 équipotentiels adjacentes

a : Distance entre deux lignes de courants

b : Distances entre deux lignes équipotentiels

i : Gradient hydraulique

Q : Débit total (m³/s)

y_0 : Ordonnée du point de sortie de la surface libre

H_v : Hauteur des vagues (m)

L : Longueur du Fetch

R : Revanche (m)

H : Hauteur du barrage (m)

T : Tassements (%)

W: Poids propre de la pierre

a: Accélération du seisme

$\sum \overrightarrow{F_p}$: Somme des forces passives

$\sum \overrightarrow{F_a}$: Somme des forces actives

α : Angle du talus

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)

n : Porosité du sol

K_F : Coefficient de perméabilité du filtre

K_N : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue

d: Largeur en base du barrage (m)

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

d: Largeur en base du barrage (m)

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont

q : Débit d'infiltration ($m^3/s/ml$)

I : gradient hydraulique

K : Coefficient de perméabilité

A : Section d'infiltration par unité de longueur

I : Gradient hydraulique

I : Résistance d'infiltration du sol constituant la digue

Δh : Perte de charge dans le corps de la digue

δn : Epaisseur moyenne de la digue

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible

J_{cr} : Gradient d'infiltration critique

K_s : Coefficient de sécurité

J_f : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage

T_c : Profondeur de calcul de la zone d'infiltration de la fondation

ΔH : Différence du niveau d'eau amont aval (m)

m : Coefficient de débit dépend de la forme de déversoir

b : Largeur du déversoir (m)

H : Charge d'eau sur le déversoir

V_1 : Vitesse dans le réservoir (m/s)

V_2 : Vitesse à la sortie de la vidange (m/s)

ΔH : Pertes de charge dans la conduite

$\sum \xi$: Somme des pertes de charges singulières

λ : coefficient de pertes de charge

N : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s)

Sommaire

Introduction générale	01
 Chapitre I Généralité sur les barrages en terre	
I.1. Introduction.....	05
I.2. Classification des barrages en terre.....	05
I.2.1. Barrage en terre homogène.....	05
I.2.2. Barrage en terre hétérogène ou zoné.....	05
I.2.3. Barrage à masque amont.....	06
I.2.4. Barrage à membrane central.....	08
I.3. Techniques de construction.....	09
I.4. Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en remblais.....	10
 Chapitre II Etude géologique	
II.1. Objets des études géologiques.....	13
II.1.1. Choix du site.....	13
II.1.2. Zone de fondation.....	13
II.1.3. Etude de l'étanchéité du site.....	14
II.1.4. Etude de l'étanchéité de la cuvette de retenue.....	14
II.1.5. Etude des zones d'emprunt ou des carrières.....	14
II.1.6. Stabilité des berges.....	15
 Chapitre III Etude de stabilité	
III.1. Méthodes de calcul de la stabilité des talus.....	17
III.2. Définition du coefficient de sécurité.....	17
III.3. Hypothèses et méthodes de calcul de stabilité des pentes.....	18
III.4. Définition du coefficient de sécurité.....	18
III.5. Méthode de calcul.....	19
III.6. Méthodes d'équilibre limite.....	19

III.6.1. Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite.....	20
III.7. Méthode de calcul en rupture plane.....	21
III.8. Méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité.....	23
III.9. Méthodes de l'équilibre des moments.....	23
III.9.1. Méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire.....	23
III.9.2. Méthode de Fellenius (ou Méthode Suédoise).....	26
III.9.3. Méthode de Bishop (1955).....	28
III.9.4. Méthode de Bishop simplifiée.....	31

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

IV.1. Filtres.....	34
IV.1.1. Rôles.....	34
IV.1.2. Principe et constitution.....	34
IV.1.3. Loi des filtres.....	35
IV.1.4. Epaisseur du filtre.....	36
IV.1.5. Filtre en géotextiles.....	36
IV.2. Drains.....	37
IV.2.1. Rôle.....	37
IV.2.2. Principe et Constitution.....	37
IV.3. Protection des talus.....	37
IV.4. Disposition des drains et des filtres.....	39
IV.4.1. Drains tapis.....	39
IV.4.2. Drain cheminé.....	40
IV.4.3. Puits filtrants.....	41

Chapitre V Etude des infiltrations dans le mur et sa fondation

V.1. Introduction.....	43
V.2. Détermination de la ligne de saturation par la méthode de Kozeny.....	44
V.2.1. Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur sol imperméable.	
V.2.2. Ligne de saturation pour un barrage homogène avec drain.....	45
V.2.3. Ligne de saturation pour un barrage à noyau sur fondation imperméable....	46

V.2.4. Ligne de saturation pour barrage fondé sur sol perméable.....	47
V.3. Notion d'hydraulique du sol.....	47
V.3.1. Charge hydraulique.....	47
V.3.2. Gradient hydraulique.....	47
V.3.3. Loi de Darcy.....	48
V.3.4. Forces d'écoulement.....	48
V.3.5. Lignes d'équipotentielle et lignes de courant.....	49
V.4. Tracé du réseau d'écoulement dans le cas des barrages en remblai par la méthode graphique.....	50
V.5. Pression de l'eau dans le corps du barrage.....	53
V.6. Débit de fuite.....	54
V.7. Erosion interne, phénomène de Renard et Boulance.....	55

Chapitre VI Dimensionnement du mur

VI.1. Introduction.....	59
VI.2. Description de la zone d'étude.....	59
VI.2.1. Limites géographiques de la commune Dahmouni.....	59
VI.2.2. Caractéristiques de la zone d'étude.....	59
VI.2.3. Localisation du site d'étude.....	61
VI.2.4. Cadre géographique.....	61
VI.2.5. Localisation.....	63
VI.2.6. Caractéristiques hydrologiques.....	63
VI.2.7. Caractéristiques de la retenue.....	64
VI.3. Barrage de Dahmouni.....	64
VI.3.1. Objectif.....	65
VI.3.2. Caractéristiques techniques du barrage de DAHMOUNI.....	67
VI.3.3. Choix du site de la retenue.....	67
VI.3.4. Choix du type de barrage.....	67
VI.3.5. Variante à choisir.....	67
VI.3.6. Fixation du choix définitif du type de barrage.....	67
VI.3.7. Détermination des côtes caractéristiques.....	68
VI.3.8. Calcul de la pente des talus.....	70

VI.4. Protection du barrage.....	72
VI.4.1. Remblai formant le corps du barrage.....	72
VI.4.2. Choix du drain.....	73
VI.4.3. Dimensionnement du tapisdrainant.....	73
VI.4.4. Choix du filtre.....	74
VI.5. Drainage du barrage.....	77
VI.6. Calcul des filtres.....	79
VI.7. Règlesgénérales de dimensionnement des filtres.....	79
VI.8. Vérification de la condition d'absence du phénomène de renard.....	80
VI.9. Tracé de la ligne de saturation.....	81
VI.10. Étude des infiltrations.....	81
VI.10.1. Débitd'infiltration pour ladigue.....	84
VI.10.2. Vérification de la résistance d'infiltration du sol dubarrage.....	85
VI.10.3. Fondation du barrage.....	86
VI.11.Laminage des Crues.....	87
Chapitre VII Ouvrages annexes	
VII.1. Introduction.....	90
VII.2. Evacuateurs decrues.....	90
VII.2.1. Critères de choix de l'évacuateur decrue.....	90
VII.2.2. Différents types des évacuateurs decrues.....	91
VII.2.3. Choix de lavariante.....	91
VII.3. Vidange de fond.....	91
VII.4. Dimensionnement de la conduite	92
VII.5. Calcul de la hauteur du canal.....	94
VII.6. Conclusion.....	95
Conclusion générale.....	97
Bibliographie.....	100

Liste des figures

Figure I.1: Barrage en terre homogène avec drain	05
Figure I.2 : Barrage zoné	06
Figure I.3: Barrage à masque amont	07
Figure I.4: Masque en béton armé (barrage New SpicerMeadow, USA)	07
Figure I.5: Pose de géomembrane (Barrage de Sar Cheshmeh, Iran)	08
Figure I.6: Barrages en remblai avec membranes centrales.....	09
Figure I.7: Influence de la fondation sur la conception du barrage	10
Figure III.1. Surface de rupture	17
Figure III.2 :Pente infinie de surface de rupture plane.....	21
Figure III.3: La masse du talus découpé en tranches.....	24
Figure III.4: La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius....	27
Figure III.5 :Représentation des forces inter-tranchetsurune tranche.....	28
Figure III.10: La représentation des forces surune tranche dans la méthode de Bishop	31
Figure IV.1: Fonctionnement de filtregéotextiles	36
Figure IV.2: Protection amont en enrochements	39
Figure IV.3: Disposition du drain et du filtre (fondation imperméable)	40
Figure IV.4: Disposition du drain et du filtre (fondation perméable)	40
Figure IV.5: Drain vertical	41
Figure IV.6: Puits filtrants	41
Figure V.1: Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur sol imperméable ..	44
Figure V.2: Ligne de saturation d'un barrage à drain horizontale	46
Figure V.3: Ligne de saturation d'un barrage à noyau	46
Figure V.4: Bilan des forces exercées sur un volume élémentaire de sol.....	49
Figure V.5: Réseau d'écoulement	50
Figure V.6: Tracé du réseaud'écoulementdans le cas de barrage homogènesur sol imperméable sans drain.....	51
Figure V.7: Tracé du réseaud'écoulementdans le cas de barrage homogène avec drain horizontalsur sol imperméable	51

Figure V.8: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène avec drain horizontal sur sol perméable de même perméabilité que le massif	51
Figure V.9: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de terrain d'assise moins perméable que le massif du barrage ($K_1 > K_2$)	52
Figure V.10: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas d'une vidange partielle	52
Figure V.11: Détermination de la pression interstitielle.	53
Figure V.12: Erosion interne	55
Figure V.13 : Phénomène de Boulance	56
Figure VI.1: Barrage et sous bassin de Dahmouni (ANBT Tiaret) (LADJAL, 2013).....	60
Figure VI.2: Digue du barrage DAHMOUNI (Tiaret)	61
Figure VI.3 : Localisation du barrage de DAHMOUNI (google imagerie)	62
Figure VI.4: Courbe de KOZENY	81
Figure VI.5 : Courbe de Casagrande pour la détermination du paramètre alpha	83
Figure VI.6 : Correction de la ligne de saturation avec le parement aval	84
Figure VI.7 : Schéma de calcul d'infiltration	86

Liste des tableaux

Tableau II.1 Choix du coefficient de sécurité	18
Tableau V.1: Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité(Schlosser 1988).....	48
Tableau V.2: Coefficient de LANE en fonction de la nature de terrain	57
Tableau VI.1Caractéristiques des dénivelées dans le sous-bassin versant du barrage Dahmouni	62
Tableau VI.2Communes dans le sous-bassin versant du barrage Dahmouni.....	63
Tableau VI.3: Analyse granulométrique du remblai.....	73
Tableau VI.4 Valeurs indicatives des pentes des talus	75
Tableau VI.5 :Epaisseur mini de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues	76
Tableau VI.6 :Différentes caractéristiques de la digue	78
Tableau VI.7 : Coordonnées de la parabole de KOZENY	83
Tableau VI.8 : Classification des barrages	85
Tableau VI.9 Gradient admissible à travers le remblai terreux.....	85
Tableau : VI.10 Détermination du gradient d'Infiltration admissible.....	86
Tableau : VI.11 Détermination de coefficient de sécurité	87

Introduction générale

Les barrages en terre représentent quantitativement l'essentiel des barrages réalisés en Algérie. Leur nombre continue à se développer en raison du fort accroissement des besoins en eau. Ces ouvrages exigent toujours une grande fiabilité en matière de sécurité.

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristique très diverses. Le terme « terre » couvre donc tout une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tel que des schistes et grès tendres ...etc.

Ces ouvrages en terre constituent, à grande échelle, des milieux poreux en contact avec un fluide en mouvement. En leur sein, il apparaît ainsi un couplage des phénomènes hydrauliques et mécaniques qui impose une démarche scientifique interdisciplinaire.

La pérennité de tels ouvrages peut être remise en cause :

Par l'impact de contraintes externes qui est généralement connu et pris en compte dès la conception.

Par l'impact de l'érosion interne, phénomène encore mal connu et mal quantifié, bien qu'il soit responsable de la majorité des désordres aux très importantes conséquences humaines ou matérielles.

On peut citer les Huit phénomènes, la boullance, la suffusion, l'érosion régressive, le débouillage, la dissolution, la dispersion, l'entraînement et l'exsolution.

Sur le plan technique, la conception d'un barrage en terre répond à deux exigences principales: l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

L'analyse de la stabilité d'un barrage (glissement, tassement, infiltrations...etc.) n'est pas une tâche difficile en présence d'une campagne de reconnaissance géologique et géotechnique bien conduite.

Une étude géotechnique rigoureuse peut assurer la stabilité de notre ouvrage dans différents situations de chargements.

Quand on parle de la stabilité en géotechnique on ne peut pas négliger le coefficient de sécurité FS, il faut le prendre en considération comme un facteur très important, le barrage est stable si le FS supérieur à 1,5 (les forces résistantes plus grandes que les forces motrices).

L'étude de la stabilité ne s'arrête pas dans les points précédents, elle dépasse à l'analyse des infiltrations au sein du barrage qui créent des problèmes menaçant son stabilité interne, pour minimiser ces problèmes il faut étudier la ligne d'écoulement d'eau, le gradient hydraulique et le débit des eaux écoulées à travers la digue.

La moindre perturbation dans le rapport des forces résistantes et les forces motrices peut mettre notre barrage dans un nouvel état de déstabilisation, donc l'importance de ces ouvrages d'arts et leur rôle stratégique dépend de leur durabilité, autrement dit c'est l'analyse de la stabilité.

La conception des systèmes de drainage dans les barrages en terre doit être optimisée sur le plan technique et économique. Sur le plan technique pour assurer la sécurité de l'ouvrage vis à vis des conséquences néfastes que peuvent induire des infiltrations excessives (pressions, gradients hydrauliques), sur le plan économique pour réduire dans la mesure du possible les dimensions des systèmes de drainage avec rationalisation des volumes des travaux y afférents.

L'influence de la position des drains sur les paramètres d'infiltrations joue également un rôle prépondérant pour la maîtrise des infiltrations.

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.

Les statistiques montrent que plus de 75% de ruines de barrages en terre sont causées par une mauvaise conception ou un mauvais fonctionnement des drains.

La pérennité des ouvrages hydrauliques en terre (digues, barrages) et de leur fondation nécessite la caractérisation de la résistance des sols aux fuites excessives et à l'érosion interne. L'érosion interne peut en effet conduire très rapidement à la rupture de l'ouvrage.

Les ruptures et les endommagements des barrages montrent que l'érosion interne, provoquée par des infiltrations, représente un risque important pour la stabilité et la sécurité, des digues et des barrages. Cette forme d'érosion est d'autant plus dangereuse qu'elle peut subitement provoquer, sans signe, une destruction de l'ouvrage lorsque le réservoir est plein.

Les zones d'infiltrations dans les fondations des barrages sont souvent soumises à des procédés d'érosion. Par conséquent, il est nécessaire pour la sécurité des retenues de pouvoir détecter et délimiter des zones d'infiltrations dès leur premier stade de

Introduction générale

développement. Une inspection continue et un contrôle réalisés à partir de méthodes fiables et sensibles pour la détection de fuites sont donc d'une extrême importance.

Ce mémoire est scindé en sept chapitres. Après une introduction générale, nous avons passé en revue dans le premier chapitre les Généralités sur les barrages en terre. Le deuxième chapitre présente l'étude géologique, Le troisième chapitre, est consacré à l'étude de stabilité, dans le quatrième chapitre, on a présenté les dispositifs de protection contre les effets de l'eau, nous avons abordé dans le cinquième chapitre l'étude des infiltrations dans le mur et sa fondation, dans le sixième Chapitre on a fait le dimensionnement du mur et enfin le septième Chapitre était consacré aux Ouvrages annexes.

Nous clôturons ce mémoire par une conclusion générale donnant une synthèse des résultats obtenus.

Chapitre I

Généralité sur les barrages en terre

Chapitre I Généralités sur les barrages en terre

I.1. Introduction

Les barrages en remblai sont des barrages constitués de matériaux meubles allant de l'argile fine à des éléments très grossiers (enrochements). Ils regroupent plusieurs catégories en fonction de la méthode employée pour assurer l'étanchéité. Ce type d'ouvrage très ancien est le plus utilisé, il représente près de 70% du parc mondial des barrages. En Algérie plusieurs barrages sont construits en matériaux meubles, c'est le cas des barrages Hammam Bouhrara, Sidi abdelli, Ghrib, Bakhadda, Dahmouni...

I.2. Classification des barrages en terre

Les barrages en remblai de terre se classent :

I.2.1. Barrage en terre homogène

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité et la stabilité, accompagné de dispositifs de drainage contre la filtration (Figure I.1). Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, etc.

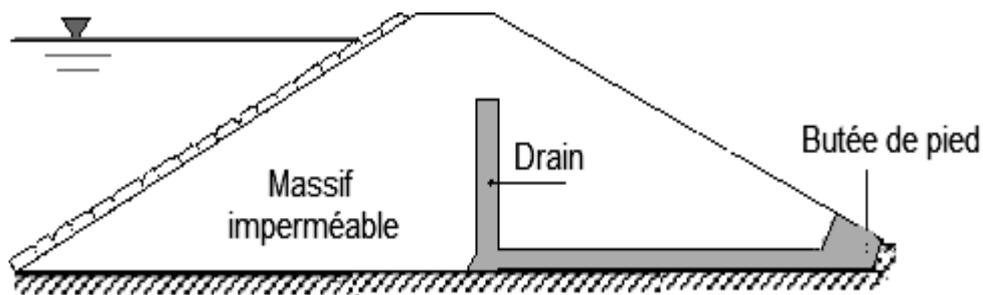
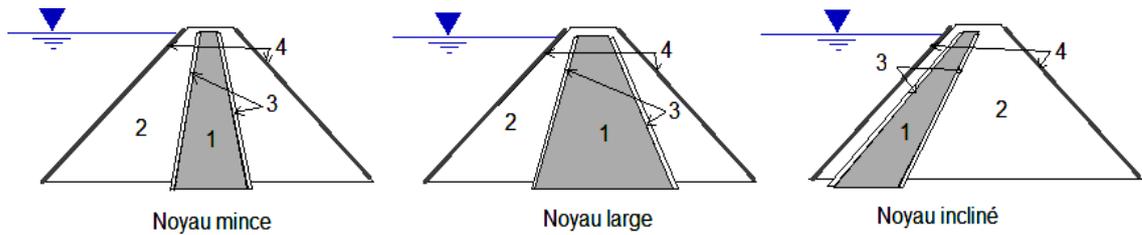


Figure I.1: Barrage en terre homogène avec drain

I.2.2. Barrage en terre hétérogène ou zoné.

Ce sont des barrages composés d'une zone centrale, appelée noyau, qui assure le rôle d'étanchéité. Placée au cœur du remblai, le noyau (vertical ou incliné) est constitué de matériaux argileux imperméables, d'épaisseur variable généralement plus large à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes. La fonction de stabilité est apportée par les recharges (figure I.2).



1 : Noyau 2 : Recharges 3 : Filtres 4 : Protection de talus (Rip-rap)

Figure I.2 :Barrage zoné

Ces massifs plus perméables que le noyau sont réalisés en enrochements, ou en terre plus grossière. Pour se prémunir contre des phénomènes d'érosion interne, le noyau est entouré de couches filtrantes. Une granulométrie spécialement étudiée est utilisée entre la taille très petite des grains d'argile et les grains bien plus grossiers des recharges.

Plusieurs couches de filtres successifs sont généralement nécessaires.

L'épaisseur du noyau dépend :

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

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

Dans le cas d'une digue à noyau incliné, le noyau est déplacé vers l'amont, ce qui présente certains avantages comme :

- la possibilité de construire le corps d'appui séparément du noyau (en période de forte pluviométrie) ;
- le noyau est comprimé par la poussée de l'eau ;
- La surélévation du barrage est plus facile à réaliser.

I.2.3. Barrage à masque amont

Il est généralement formé par un massif perméable qui assure la fonction de stabilité. L'étanchéité est obtenue par une couche appelée masque, posée à l'amont du massif. Le masque est étanche sur toute sa surface (Figure I.3).

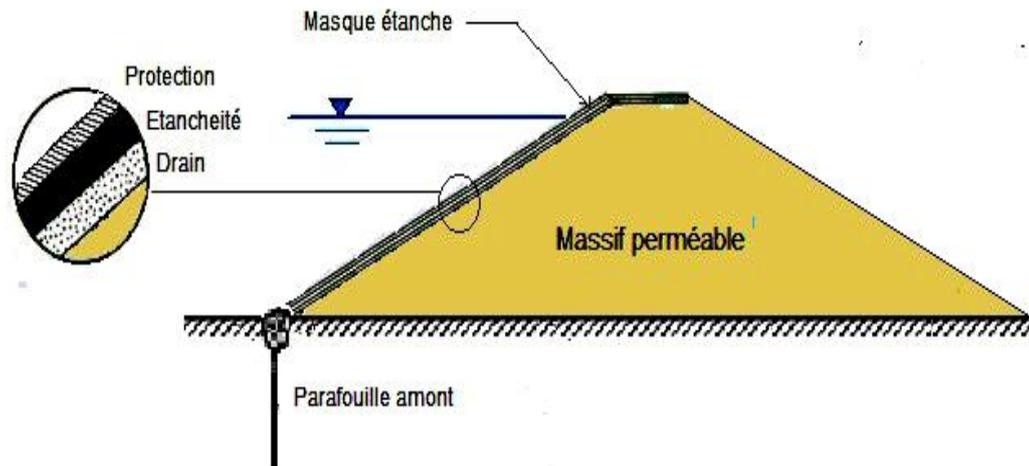


Figure I.3: Barrage à masque amont

Le masque lui-même peut être réalisé :

- Par une dalle de béton armé coulée par plots successifs sur toute la surface du parement amont (Figure I.4).

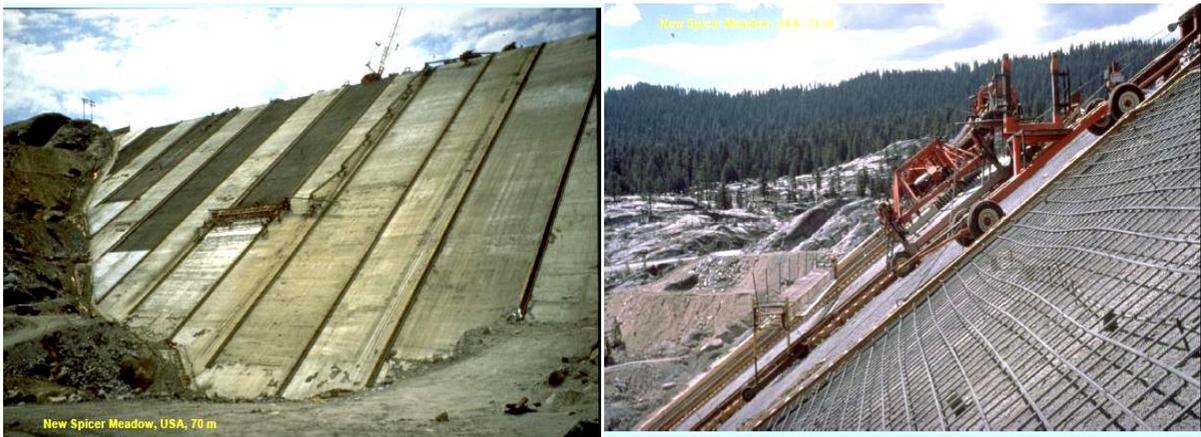


Figure I.4: Masque en béton armé (barrage New SpicerMeadow, USA)

- Par des couches de béton bitumineux mises en place par des engins routiers adaptés.
- Par des géomembranes (typiquement des feuilles de PVC de forte épaisseur) livrées en lés et soudées les unes aux autres. Les feuilles sont posées sur une couche de transition en matériau fin (pour éviter de déchirer la membrane qui s'appuierait directement sur les enrochements) et protégées par des dalles ou des pavés (Figure I.5).



Figure I.5: Pose de géomembrane (Barrage de Sar Cheshmeh, Iran)

Le barrage à masque amont présente les avantages suivants :

- Le corps d'appui est situé hors d'eau donc pas d'infiltration et pas de variations de pressions Interstitielles.
- La poussée de l'eau s'exerce dans une direction favorable à la stabilité, elle renforce ainsi la résistance au glissement des talus.

IL présente aussi des inconvénients:

- Le gradient hydraulique au pied amont est très élevé, un traitement particulier de la fondation est nécessaire.
- Le masque est sensible aux sollicitations dynamiques.

I.2.4. Barrage à membrane centrale

La solution d'un barrage avec membrane centrale est à envisager lorsque le matériau nécessaire au noyau n'est pas disponible à proximité du site. Deux types de membranes sont généralement mises en œuvre (Figure I.6) :

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

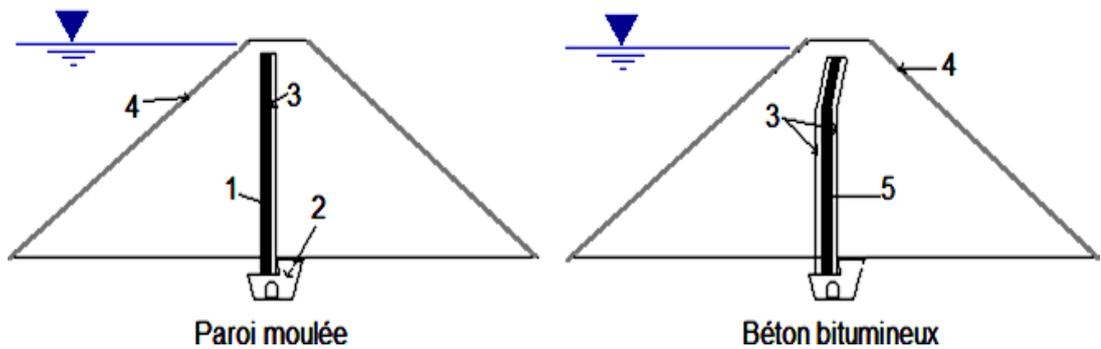


Figure I.6: Barrages en remblai avec membranes centrales.

- Bétonbitumineux

Cette méthode est très utilisée du fait de la flexibilité du matériau lors des tassements et du tremblement de terre. Une galerie d'injection et de contrôle est nécessaire pour surveiller l'étanchéité.

- Paroimoulée

La technique de la paroi moulée consiste à réaliser un mur en béton armé après achèvement du remblai puis excavation à partir de la crête. Elle n'est applicable que pour des barrages de faibles hauteurs du fait de la rigidité des parois moulés qui crée des difficultés en cas de tassement ou de tremblement de terre.

I.3. Techniques de construction

Un barrage est soumis à plusieurs forces. Les plus significatives sont :

- La poussée hydrostatique exercée par l'eau sur son parement exposé à la retenue d'eau.
- Les sous-pressions (poussée d'Archimède), exercées par l'eau percolant dans le corps du Barrage ou la fondation.
- Les éventuelles forces causées par l'accélération sismique.

Pour résister à ces forces, deux stratégies sont utilisées :

- Construire un ouvrage suffisamment massif pour résister par son simple poids, qu'il soit rigide (barrage-poids en béton) ou souple (barrage en remblai)
- Construire un barrage capable de reporter ces efforts vers des rives ou une fondation rocheuse résistante (barrage-voûte, barrage à voûtes multiples...)

I.4. Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en remblais

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

- La disponibilité des matériaux

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

- Type de fondation

La topographie et la nature du terrain de fondation aura une influence sur la conception du barrage en terre.

Une fondation rocheuse perméable implique la nécessité d'injection pour remédier aux problèmes de perméabilité, de fissuration et de faille.

Un sol mou est perméable implique la nécessité d'utilisation de tapis d'étanchéité, de réaliser des talus de pente plus douce pour élargir le flux de filtration, réduire les débits et remédier aux problèmes de tassements (Figure I.7).

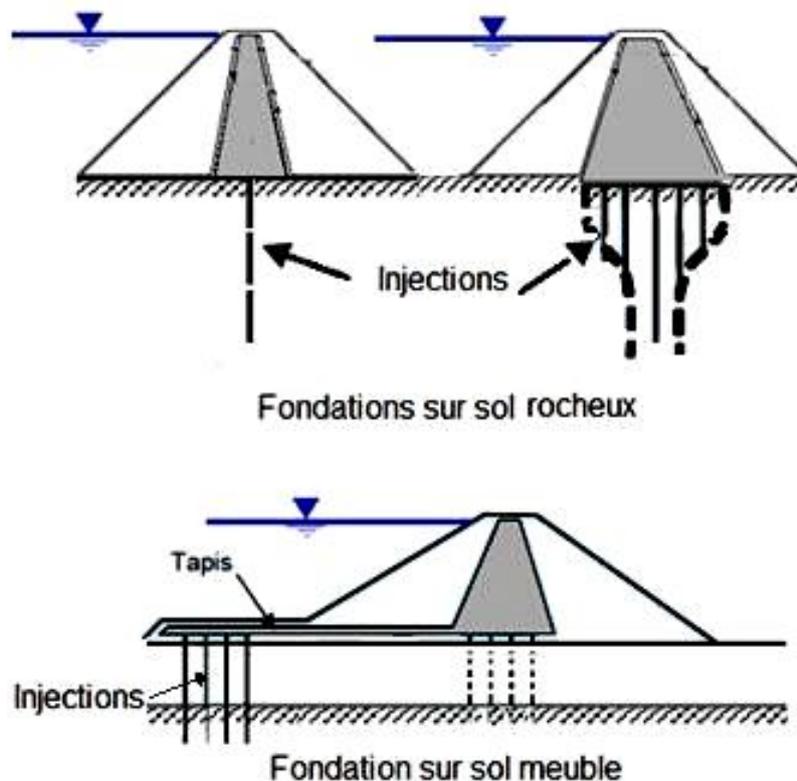


Figure I.7: Influence de la fondation sur la conception du barrage (Schleiss, A. J. 2004)

- Action des vagues

Le recouvrement du talus de la digue doit être dimensionné pour palier à l'action des vagues. On peut aussi choisir le site de réalisation de sorte qu'il soit protégé du vent et diminuer ainsi l'effet des vagues.

- Climat

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

- Séismicité

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

Chapitre II

Etude géologique

Chapitre II Etude géologique

II.1. Objets des études géologiques

Pour tout barrage, les études géologiques portent sur les points suivants :

- Choix du site.
- Études géologiques de la zone de fondation.
- Étude de l'étanchéité du site (au voisinage de l'ouvrage et au large).
- Étude de l'étanchéité de la cuvette de retenue.
- Étude des zones d'emprunt ou carrières (pour les matériaux de construction).
- Étude du risque de glissement des berges de la retenue.

II.1.1. Choix du site

Pendant longtemps on s'est efforcé de rechercher un site étroit suivi d'un élargissement permettant une retenue de forte capacité. L'utilisation rationnelle restera toujours un facteur d'économie soit en limitant le volume de barrage soit en implantant judicieusement certains ouvrages annexes.

La présence de rocher sur une distance et une hauteur suffisante en rive reste une quasi nécessité. Par ailleurs il faudra bien veiller à ce qu'un rétrécissement local de la vallée ne soit pas dû à un glissement ou à un écoulement ce qui enlèverait toute valeur à l'emplacement.

II.1.2. Zone de fondation

Pour ce qui est du substratum rocheux, l'attention se portera sur son homogénéité, sur sa fracturation, son degré d'altération et sa perméabilité ; Son degré homogénéité montrera la possibilité ou non de tassements différentiels, l'épaisseur de la couche altérée conditionnera la profondeur des fouilles, la fracturation conditionnera la stabilité des appuis, les circulations d'eau et les possibilités de sous pression.

En dépendront directement la décision d'exécuter ou non un voile d'injection et la définition du réseau de drainage. Sans oublier l'inventaire des ressources en matériaux de construction. Notons également que les études de fondation concernant aussi bien les ouvrages annexes.

Il est assez rarement possible de pouvoir réaliser un évacuateur de crue non revêtu sauf qualité exceptionnelle du terrain. De même la restitution à l'aval doit être soigneusement étudiée et éventuellement protégée pour éviter une érosion susceptible de remonter vers le pied aval de l'ouvrage.

II.1.3. Etude de l'étanchéité du site

L'importance du problème de l'étanchéité est directement fonction de l'épaisseur de la tranche d'eau représentée par la retenue. Les problèmes d'étanchéité se posent différemment selon que l'on considère les terrains de couverture ou le Bed Rock.

Dans le premier cas, il s'agira surtout d'éviter les phénomènes d'érosion régressive (renard) qui pourraient entraîner une rupture de fondation sous l'ouvrage. Ce risque n'est effectif que pour les ouvrages souples qui sont les seuls dont on puisse envisager la fondation sur des terrains meubles, au cas où le Bed Rock est économiquement inaccessible.

Dans le second cas, suivant les terrains (grés friables par exemple), les phénomènes d'érosions régressives resteront redoutables mais il faudra surtout examiner l'incidence des sous-pressions sur la stabilité du massif rocheux. Pour des ouvrages de hauteur modestes, celles-ci seront cependant très faible mais le risque de Renard persistera.

Les résultats des études détaillées entreprises sur ces divers points orienteront le choix de la solution technique : soit réalisation d'une coupure étanche dans les alluvions, soit allongement des circulations à l'aide de para fouilles appropriées, pour le substratum rocheux il sera décidé soit de réaliser un écran d'étanchéité soit de se contenter d'un drainage soigné, soit de combiner les deux (voile à l'amont, drainage à l'aval).

II.1.4. Etude de l'étanchéité de la cuvette de retenue

Elle est conditionnée par la charge hydraulique nouvelle imposée par la retenue, par la nature et la répartition spatiale des terrains qui en constituent le substratum. Sur le plan géologique son étude peut conduire à un véritable travail de géologie régionale. Les roches les plus défavorables de ce point de vue sont : les calcaires, Les gypses, les cargneules.

Si de tels terrains sont repérés dans l'emprise de la retenue, l'étude géologique devra établir la possibilité ou non, en fonction de la structure des terrains, d'avoir une communication avec l'aval ou bien avec une vallée voisine de côte inférieure.

II.1.5. Etude des zones d'emprunt ou des carrières

L'économie générale d'un projet de barrage est en partie conditionnée par la possibilité de trouver à proximité, en quantité suffisante, des matériaux de qualités convenables, pour les barrages en terre, il existe toute une gamme de contraintes:

- Trouver un volume sûr, supérieur d'au moins 50% à ce qui est strictement nécessaire ;
- Disposer de conditions d'exploitations favorables : situation en amont si possible (éviter en tout cas les montées aux engins chargés) ;
- Absence de nappe susceptible de gêner l'extraction et surtout de rendre le compactage du matériau impossible une fois mis en place ;
- S'assurer de la qualité géotechnique des divers matériaux meubles (densité sèche, densité humide, optimum Proctor, angle de frottement et cohésion, composition granulométrique, perméabilité, etc. ...) et de leur homogénéité sur le glissement.

II.1.6. Stabilité des berges

Une grande attention est apportée à la stabilité des berges lors des vidanges rapides de la retenue. Ce problème s'abordera comme l'étude d'un glissement de terrain, en prenant surtout en compte dans les calculs, l'effet des variations rapides de la côte du plan d'eau.

Chapitre III

Etude de stabilité

Chapitre III Etude de stabilité

III.1. Méthodes de calcul de la stabilité des talus

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)

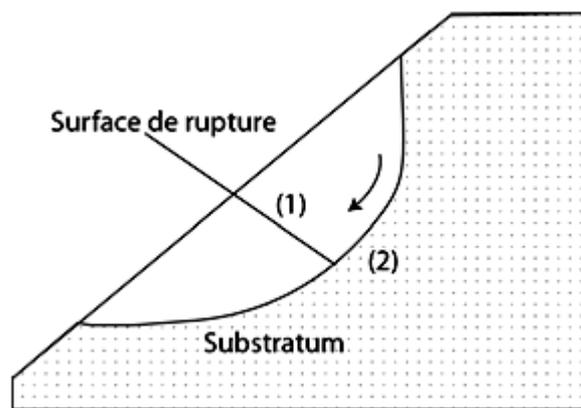


Figure III.1. Surface de rupture

III.2. Définition du coefficient de sécurité

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé : coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments des forces résistant au mouvement}}{\sum \text{Moments des forces provoquant le mouvement}}$$

Théoriquement, le talus est dit stable si $F_s > 1$. L'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque $F_s = 1$. Mais dans la pratique, le coefficient F_s est compris entre 1,15 et 1,30 .

Tableau II.1 Choix du coefficient de sécurité

F_s	Etat de l'ouvrage
$1 > F_s$	danger
$1 : 1,25$	Sécurité contestable
$1,25 : 1,4$	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages. Ou bien quand la rupture serait catastrophique
$F_s > 1,4$	satisfaisante pour les barrages

III.3. Hypothèses et méthodes calcul de stabilité des pentes

Une fois la géométrie et les conditions du sol d'une pente ont été déterminées, la stabilité des pentes peut être évaluée. Les principaux objectifs d'une analyse de stabilité de pentes incluent l'évaluation du risque de rupture à travers le calcul du facteur global de sécurité pour une pente d'une part, et de localiser le long de la surface à potentiel de glissement les zones à fort potentiel rupture d'autre part.

III.4. Définition du coefficient de sécurité

L'analyse courante de la stabilité consiste, sur la base d'une description la pente en coupe transversale détaillé, à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, supposée monolithique, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants :

Poids propre du massif, Réactions du sol en place le long de la surface de rupture, Pressions interstitielles, Chargements extérieurs éventuels.

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité est défini comme

le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ_{\max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface :

$$F_s = \frac{\tau}{\tau_d} \quad (\text{III.1})$$

τ : résistance au cisaillement du sol.

τ_d : contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation (III.1) peut être exprimée comme :

$$\tau_d = \frac{\tau}{F_S} \quad (\text{III.2})$$

III.5. Méthode de calcul :

La stabilité de pentes est habituellement analysée par des méthodes d'équilibre limite. Ces méthodes de calcul supposent que le terrain se comporte comme un solide qui obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Pour évaluer la stabilité des pentes par une méthode d'équilibre limite, il existe plusieurs méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de facteur de sécurité et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif.

Dans les calculs de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale on constate que lorsqu'il s'agit de sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques non drainées (C_u, Φ_u). Par contre dans lessols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme, On utilisera donc les caractéristiques mécaniques (C_{CD}, Φ_{CD}) ou (C', Φ').

Le sol est un matériau hétérogène possédant des propriétés variables à l'intérieur d'une même masse de sol.

III.6. Méthodes d'équilibres limite

De manière classique, on définira les conditions d'équilibre limite et on utilisera un coefficient de sécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la band considérée. Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F est le plus faible.

III.6.1. Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite

Il existe une ligne de glissement.

Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de Mohr-coulomb

$$\tau = C + \sigma \tan \phi$$

La rupture si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (pas de rupture progressive).

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (III.2) est écrite comme :

$$\tau = \frac{C + \sigma \tan \phi}{F_s} \quad (\text{III.3})$$

$$\tau = \frac{C}{F_s} + \frac{\sigma \tan \phi}{F_s} \quad (\text{III.4})$$

La résistance au cisaillement (τ_{\max}) est égale à la cohésion non drainée pour les sols fins à court terme. Dans le cas général, elle dépend de la contrainte effective normale σ' selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$\tau_{\max} = C' + \sigma' \tan \phi'$$

Et on a :

$$\sigma' = \sigma - u'$$

Il est donc nécessaire de faire des hypothèses sur la répartition des contraintes normales σ' .

Une façon d'évaluer les contraintes de cisaillement τ consiste à écrire (III.4) qu'elles résultent de l'équilibre limite pour des caractéristiques

$$\tau = \frac{C' + (\sigma - u) \tan \phi'}{F_s} \quad (\text{III.5})$$

III.7. Méthode de calcul en rupture plane

Pendant longtemps on a préféré croire (par simplicité des calculs) que les surfaces de glissement étaient planes. Or la simple observation sur le terrain prouve que les surfaces sont courbes. Cependant dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbure infinis, ce qui nous amène à des glissements plans. Si on considère une pente infinie, la pente est supposée s'étendre infiniment dans toutes les directions et le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle à la face de la pente. Car la pente est infinie, les contraintes sont les mêmes sur tous les deux plans qui sont perpendiculaires à la pente, comme les plans A-A' et B-B' dans la figure III.2

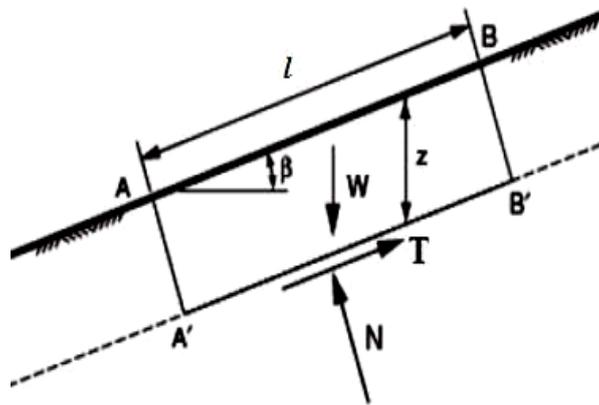


Figure III.2 : pente infinie de surface de rupture plane.

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire comme celui de la Figure III.2. Pour une pente infinie, les forces sur les deux extrémités du bloc seront identiques en amplitude, en sens opposé, et colinéaires. Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc équilibrent exactement les uns aux autres et peuvent être ignorés dans l'équilibre des équations. Résumant les forces dans des directions perpendiculaires et parallèles au plan de glissement donne les expressions suivantes pour la force de cisaillement, T, et la force normale, N, sur le plan:

$$\tau = W \cdot \sin b' \text{ et } N = W \cdot \cos b' \quad (\text{III.6})$$

Où b est l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement, mesuré par rapport à l'horizontale, et W est le poids du bloc. Pour un bloc de l'unité d'épaisseur dans la direction perpendiculaire au plan de la section transversale dans la Figure III.2, le poids est exprimé en:

$$W = g.l.z.\cos \beta \quad (\text{III.7})$$

Où g est l'unité de mesure du poids total du sol, l la distance entre les deux extrémités du bloc, mesurée parallèlement à la pente, et z la profondeur verticale au plan de cisaillement.

En substituant (III.7) dans (III.6) donne:

$$T = g.l.z.\cos \beta.\sin \beta \quad (\text{III.8})$$

$$N = g.l.z.\cos^2 \beta \quad (\text{III.9})$$

Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan de cisaillement sont constants pour une pente de longueur infinie et sont obtenues en divisant les équations (III.8) et (III.9) par unité de surface du plan ($1 \times 1\text{m}$), pour obtenir:

$$\tau = g.z.\cos \beta.\sin \beta \quad (\text{III.10})$$

$$\sigma = g.z.\cos^2 \beta \quad (\text{III.11})$$

En substituant ces expressions dans l'équation (III.3) pour obtenir la formule du coefficient de sécurité, on trouve :

$$F_s = \frac{C + \gamma.z.\cos^2 \beta.\tan \phi}{\gamma.z.\cos \beta.\sin \beta} \quad (\text{III.12})$$

En termes de contraintes effectives :

$$F_s = \frac{C' + (\gamma.z.\cos^2 \beta - u).\tan \phi'}{\gamma.z.\cos \beta.\sin \beta} \quad (\text{III.13})$$

Pour un sol purement pulvérulent ($c, c'=0$), le coefficient de sécurité se réduit à

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \quad (\text{III.14})$$

L'équilibre limite est atteint pour $F_{\min} = 1$; soit: $\alpha = \phi$. Ceci exprime bien que l'angle de talus naturel d'un sol pulvérulent est égal à l'angle de frottement interne.

III.8. 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.9. 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.

III.9.1. Méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire

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 exprimée comme:

$$M = \sum W_i . a_i \quad (\text{III.15})$$

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 montre la figure (III.3), 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.

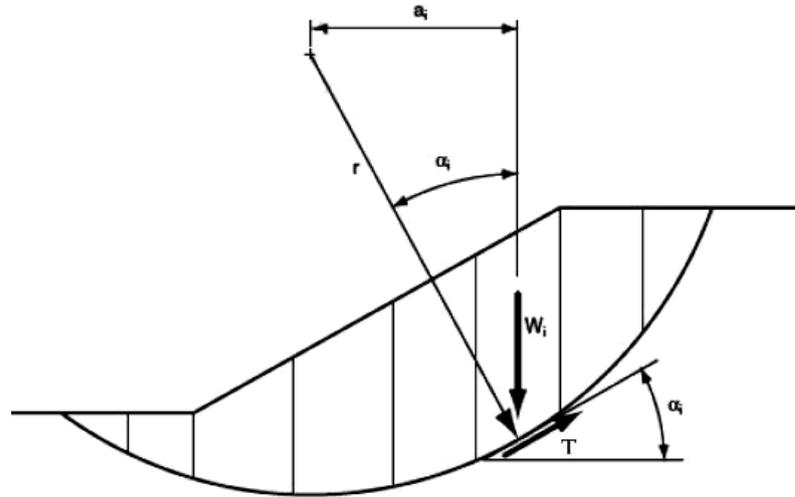


Figure III.3: La masse du talus découpé en tranches.

Le bras de levier (a_i) dans l'équation (III.15) peut être exprimé en termes de rayon du cercle et de l'inclinaison de bas 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 . (IV-2). Ainsi, le bras de levier est exprimée par:

$$a_i = r \cdot \sin \alpha_i \quad (\text{III.16})$$

Et le moment moteur exprimé dans la relation (III.15) devient:

$$M = r \cdot \sum W_i \sin \alpha_i \quad (\text{III.17})$$

Le rayon dans l'équation (III.18), 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:

$$M_r = \sum r \cdot T_i = r \sum T_i \quad (\text{III.18})$$

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

$$M_r = r \cdot \sum \tau_i \cdot \Delta l_i \quad (\text{III.19})$$

La contrainte de cisaillement peut être exprimée en termes de la force de cisaillement et le facteur de sécurité par l'équation (III.2) à donner :

$$M_r = r \cdot \sum \frac{T_i \cdot \Delta l_i}{F} \quad (\text{III.20})$$

Assimiler le moment résistant [Eq. (III.20)] et le moment moteur [Eq. (III.18)] et les réorganiser, l'équation suivante peut être écrite pour le coefficient de sécurité:

$$F_s = \frac{\sum T_i \cdot \Delta l_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (\text{III.21})$$

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

$$T_i = C + \sigma \tan \phi \quad (\text{III.22})$$

On remplaçant ceci dans l'équation (III.21), on trouve :

$$F_s = \frac{\sum (C + \sigma \tan \phi) \cdot \Delta l}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{III.23})$$

L'équation (III.2) représente l'équation d'équilibre statique pour les moments du centre d'un cercle. Si $\Phi = 0$, l'équation (III.2) devient :

$$F_s = \frac{\sum C \cdot \Delta l}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{III.24})$$

Si $\Phi \neq 0$, l'équation présentée ci-dessus pour le coefficient de sécurité Eq. (III.2) 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.

III.9.2. Méthode de Fellenius (ou Méthode Suédoise) :

Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise de tranches. C'est la première méthode de tranches développé et présenté 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 forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité en l'absence de toute eau pour une surface de rupture circulaire:

$$F_s = \frac{\sum (C.\Delta l + W \cos \alpha . \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{III.25})$$

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

$$N = W \cos \alpha \quad (\text{III.26})$$

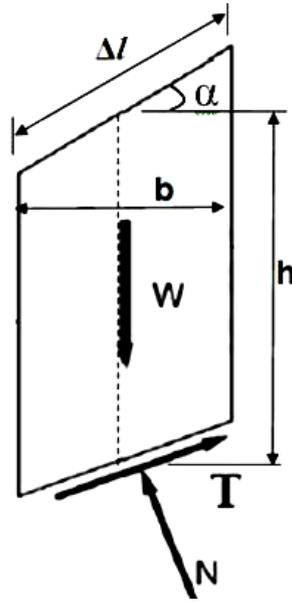


Figure III.4: La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius.

Et la contrainte normale peut être exprimée par:

$$\sigma = \frac{W \cos \alpha}{\Delta l} \quad (\text{III.27})$$

Remplaçant s par ça valeur dans l'équation (III.23), on trouve :

$$F_s = \frac{\sum (C \cdot \Delta l + W \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{III.28})$$

Pour une contrainte effective:

$$F_s = \frac{\sum (C \cdot \Delta l + (W \cos \alpha - u \cdot \Delta l) \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{III.29})$$

La contrainte normale effective peut être exprimée par la relation:

$$\sigma' = \frac{W \cos \alpha}{\Delta l} - u \cdot \cos^2 \alpha \quad (\text{III.30})$$

Alors la relation (III.29) devient :

$$F_s = \frac{\sum [C' \cdot \Delta l + (W \cos \alpha - u \cdot \Delta l \cdot \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{III.31})$$

Et on a: $\Delta l \cdot \cos \alpha \Rightarrow \Delta l = \frac{b}{\cos \alpha}$ (III.32)

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

$$F_s = \frac{\sum \frac{1}{\cos \alpha} [C' \cdot b + (W \cos^2 \alpha - u \cdot b) \tan \phi']}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{III.33})$$

III.9.3. 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.

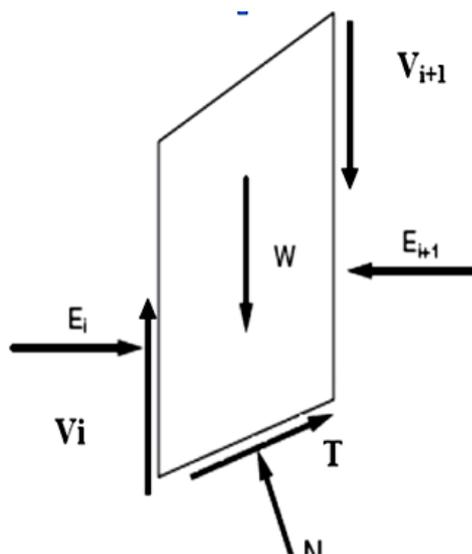


Figure III.5 : Représentation des forces inter-tranchent sur une tranche.

Le coefficient de sécurité est déterminé comme suit:

L'équilibre vertical :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cdot \cos \alpha_i + T \cdot \sin \alpha_i \quad (\text{III.34})$$

D'où (III.4) et (III.34) :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cdot \cos \alpha_i + \frac{C_i}{F_S} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \cdot \sin \alpha_i + N_i \frac{\tan \phi_i}{F_S} \cdot T_i \cdot \sin \alpha_i \quad (\text{III.35})$$

D'où la valeur de Ni :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C \frac{b_i}{F_S} \cdot \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \cdot \frac{\tan \phi_i}{F_S}} \quad (\text{III.36})$$

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

$$\cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i}{F_S} \right) = m_\alpha \quad (\text{III.37})$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_S} \cdot \tan \alpha_i}{m_\alpha} \quad (\text{III.38})$$

Pour une ligne de glissement circulaire :

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n \left[C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \cdot \tan \phi_i \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (\text{III.39})$$

On porte dans l'expression de Fs la valeur de Ni précédemment calculée:

$$F_S = \frac{1}{\sum_{l=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \left[\sum \left(\frac{C_i \cdot b_i}{\cos \alpha_i} + \tan \phi_i \left[\frac{W_i + (V_i + V_{i+1}) - C_i \cdot \frac{b_i}{F} \cdot \tan \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right) \right] \quad (\text{III.40})$$

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:

$$(E_i \cdot E_{i+1}) + N_i \left(\frac{\tan \phi_i}{F_S} \cdot \cos \alpha_i - \sin \alpha_i \right) + \frac{C_i \cdot b_i}{F_S} = 0 \quad (\text{III.41})$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{-C_i \cdot \frac{b_i}{F_S} + (E_i - E_{i+1})}{\sin \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \cos \alpha_i} \quad (\text{III.42})$$

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 :

$$(E_i - E_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \sin \alpha_i} \right] = W_i - \frac{C_i \cdot b_i}{F} \cdot \tan \alpha_i \left(\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \sin \alpha_i} \right) - \frac{C_i \cdot b_i}{F} \quad (\text{III.43})$$

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

$$\sum (E_i - E_{i+1}) = 0 \text{ et } \sum (V_i - V_{i+1}) = 0 \quad (\text{III.44})$$

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

$$\sum (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \sin \alpha_i} \right] = \sum_{i=1}^n \left(W_i - \frac{C_i \cdot b_i}{F} \cdot \tan \alpha_i \right) \left(\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \sin \alpha_i} \right) - \frac{C_i \cdot b_i}{F} \quad (\text{III.45})$$

III.9.4. Méthode de Bishop simplifiée:

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. On détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical:

$$N.\cos\alpha + T.\sin\alpha - W = 0 \quad (\text{III.46})$$

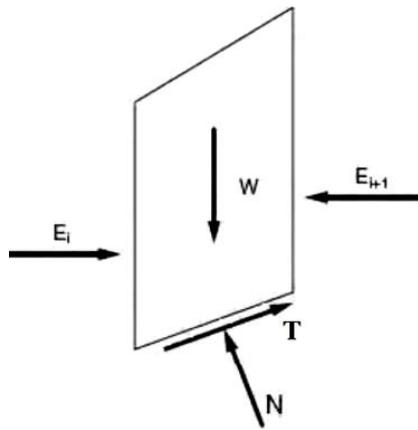


Figure III-10: La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop

Forces sont considérés comme positifs lorsqu'ils agissent vers le haut. La force de cisaillement dans l'équation (III.42) est liée au contrainte de cisaillement par :

$$T = \tau.\Delta l \quad (\text{III.47})$$

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

$$T = \frac{1}{F} [C' .\Delta l + (N - u.\Delta l)] \tan \phi' \quad (\text{III.48})$$

Combinant les équations (III.42) et (III.44) et pour résoudre la force normale, N, nous obtenons:

$$N = \frac{W - \left(\frac{1}{F}\right)(C' \cdot \Delta l - u \cdot \Delta l \cdot \tan \phi') \cdot \sin \alpha}{\cos \alpha + \left[\frac{\sin \alpha \cdot \tan \phi'}{F}\right]} \quad (\text{III.49})$$

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

$$\sigma' = \frac{N}{\Delta l} - u \quad (\text{III.50})$$

Combinant les équations (III.42) et (III.44) et on les introduire dans l'équation d'équilibre (III.23), on peut écrire -après réarrangement des termes :

$$F = \frac{\sum \left[\frac{C' \cdot \Delta l \cdot \cos \alpha + (W - u \cdot \Delta l \cdot \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + \left[\frac{\sin \alpha \cdot \tan \phi'}{F}\right]} \right]}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{III.51})$$

De l'équation (III.31); l'expression finale du coefficient de sécurité de la méthode de bishop simplifiée s'écrit comme suite :

$$F = \frac{\sum \left[\frac{C' \cdot b + (W - u \cdot b) \tan \phi'}{m_a} \right]}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{III.52})$$

Avec $m_a = \cos \alpha \left[1 + \frac{(\tan \alpha \cdot \tan \phi')}{F} \right]$

Chapitre IV

Dispositifs de protection contre les effets de l'eau

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

Sous la charge hydraulique créée par le réservoir, l'eau va tendre à s'infiltrer vers le potentiel inférieur à l'aval engendrant plusieurs problèmes comme l'entraînement des particules de sol, la diminution de la stabilité due aux pressions d'écoulement et les pertes d'eau. Le contrôle des infiltrations constitue donc un des principaux éléments de conception des barrages en remblais. Plusieurs approches sont à envisager et d'une manière combinée telles que :

- La protection au moyen de filtre pour se prémunir contre l'érosion interne dans le mur du barrage et dans la fondation;
- La réduction des infiltrations (débit et pression) par des éléments de conception tel l'allongement du chemin d'écoulement ;
- Dissipation des pressions d'eau de façon contrôlée au moyen de drains ou de puits de drainage.

IV.1.Filtres

IV.1.1. Rôles

Un filtre est un organe placé à l'aval du noyau pour se prémunir contre l'érosion interne, c.-à-d. il doit bloquer la migration des particules fines entraînées par le courant d'eau dans un massif.

IV.1.2. Principe et constitution

Les filtres doivent être :

Filtrants : ils doivent retenir la partie fine des matériaux fins du massif.

Drainants : ils doivent être plus perméables que le massif argileux pour évacuer les débits et diminuer les pressions.

Ils sont constituées de sables et de graviers en couches successives de matériaux perméables de granulométrie de plus en plus fine assurant la transition entre le drain et les éléments fin de terre drainés , chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis avis de la couche précédente. Plus récemment, les filtres granulaires sont de plus en plus remplacés par des géotextiles très économiques et faciles à mettre en œuvre.

IV.1.3.Loi des filtres

Pour être efficace les filtres doivent assurer plusieurs critères, les plus communément utilisés sont ceux établis par BERTRAM (Université de Harvard 1967), basés sur les conditions de TERZHAGHI, perfectionnés ensuite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984). Dans les équations (IV.1 et IV.2) D désigne la taille des grains du matériau le plus grossier et d celle des plus fins.

Critère filtrant :

Ce critère assure que la partie grossière du matériau fin ne sera pas entraînée dans les interstices du filtre.

$$\frac{D_{15(\text{filtre})}}{d_{85(\text{sol})}} \leq 5 \quad (\text{IV.1})$$

D_{15} et d_{85} sont les diamètres correspondant respectivement à 15 % et 85% de pourcentage de tamisat cumulé.

Critère drainant

Le filtre doit en plus être suffisamment perméable pour évacuer le débit d'infiltration. Le critère utilisé pour que le contraste de perméabilité entre filtre et matériau fin soit suffisant est basé sur le rapport des diamètres D_{15} .

$$\frac{D_{15(\text{filtre})}}{d_{15(\text{sol})}} \geq 5 \quad (\text{IV.2})$$

À partir des critères filtrant et drainant, la Loi des filtres peut donc s'énoncer simplement par :

$$5d_{15(\text{sol})} \leq D_{15(\text{filtre})} \leq 5 d_{85(\text{sol})}$$

En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant, on devra vérifier

La condition d'uniformité des filtres : $2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$

Le parallélisme des courbes granulométrique: $5 < \frac{D_{50(\text{filtre})}}{d_{50(\text{sol})}} < 10$

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

IV.1.4.Épaisseur 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} (Rodríguez and La Rosa 2004).

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

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

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

IV.1.5.Filtre en géotextiles

Les géotextiles peuvent aussi jouer un rôle de filtre à la place d'un filtre granulaire. Leur rôle est de maintenir les particules pour qu'elles ne soient pas mises en mouvement par l'écoulement venant de l'intérieur du massif tout en laissant la libre circulation de l'eau sur le long terme (IV.1).

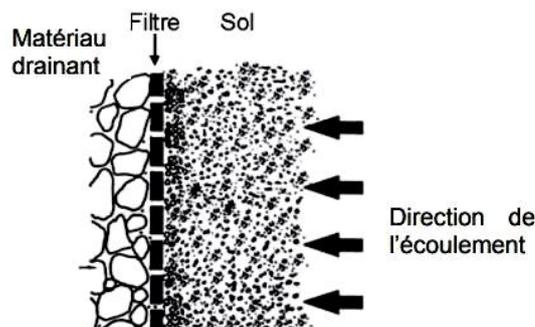


Figure IV.1: Fonctionnement de filtre géotextiles

IV.2. Drains

Pour améliorer les conditions de stabilité globale des barrages en terre, il est primordial de contrôler et de réduire les pressions interstitielles. Cela est réalisé en plaçant à l'intérieur du remblai des zones de forte perméabilité appelées drains.

IV.2.1. Rôle

Un drain est un organe peu épais de forte perméabilité, apte à collecter les fuites et donc à réduire les pressions interstitielles.

IV.2.2. Principe et Constitution

Les drains sont constitués de graviers perméables de granulométrie bien définie. Ils sont généralement fabriqués à partir d'alluvions ou d'encrochement de carrière.

- Capacité de décharge des drains

La perméabilité et les dimensions des drains doivent être suffisantes pour que la surface libre reste dans le drain.

Pour un drain horizontal de longueur L et d'épaisseur h , le gradient $\frac{h}{2L}$ est égale à section moyenne de $\frac{(h+h/2)}{2}$.

La capacité de décharge est alors :

$$q = k.i.A = k \cdot \frac{h}{2.L} \cdot \frac{3h}{4} = \frac{3.k.h^2}{8.L}$$

Pour un drain quasi vertical, on suppose que le gradient est voisin de 1 et la capacité de décharge devient :

$$q = k.i.A = k.A$$

Les dimensions des drains et des filtres sont souvent influencées par la facilité de mise en place (largeur des équipements) et les déformations anticipées (tassement de la fondation).

IV.3. Protection des talus

Les talus des barrages en terre doivent être protégés des actions extérieures telles que l'érosion due aux ruissellements des eaux de pluie, l'effet de renard provoqué par le

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

ressuyage des eaux de saturation du barrage et l'agression des vagues de la retenue du coté amont.

La protection est en général assurée en amont et en aval

En amont

✓ Le Rip-Rap : c'est une couche d'enrochements posés sur un filtre de transition (Figure IV.2). La taille des blocs, qui dépend de la hauteur des vagues et de la pente du talus peut dépasser 1 m. Les éléments de l'enrochement doivent être tel que 50% des pierres aient un diamètre supérieur à 20cm et pas moins de 10 cm pour les éléments les plus petits



Figure IV.2: Protection amont en enrochements

- ✓ blocs artificiels en béton : Quand il n'existe pas d'enrochements disponibles, on peut constituer un assemblage de blocs artificiels en béton.

A l'aval

Un engazonnement : il doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de réalisation en recouvrant le parement d'une couche de terre végétale de 5 à 10cm.

IV.4. Disposition des drains et des filtres

En pratique, on place toujours un filtre entre le noyau et le drain aval, et parfois aussi entre les drains et les recharges adjacentes. Des filtres sont également à prévoir au contact entre le remblai et la fondation, lorsque la granulométrie de celle-ci apparaît critique vis-à-vis des règles du filtre. On peut enfin en placer le long de la face amont du noyau, pour éviter la migration de fines vers l'amont à l'occasion des baisses du plan d'eau.

IV.4.1. Drains tapis

Le tapis drainant aval couvre la moitié aval de la fondation à partir de la base du noyau et conduit les fuites jusqu'au pied aval, son épaisseur minimale est de 50 cm (Figure IV.3). Lorsque la fondation n'est pas complètement imperméable le drain doit intercepter également les infiltrations à travers la fondation, il doit être protégé contre l'entraînement des éléments fins de la fondation par un filtre inversé (figure IV.4).

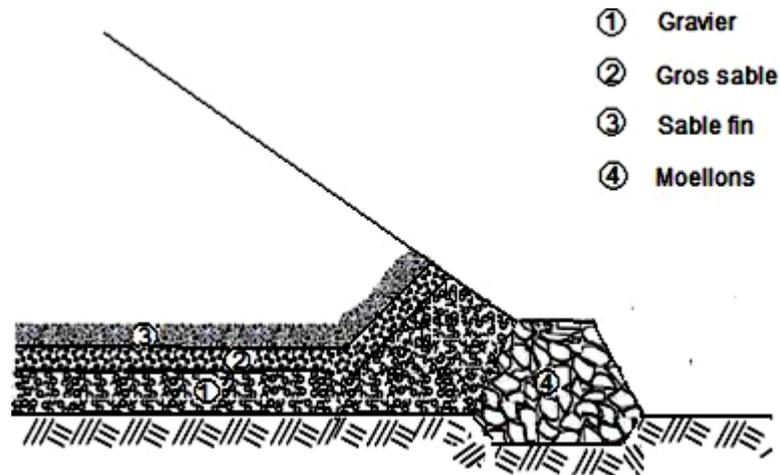


Figure IV.3: Disposition du drain et du filtre (fondation imperméable)

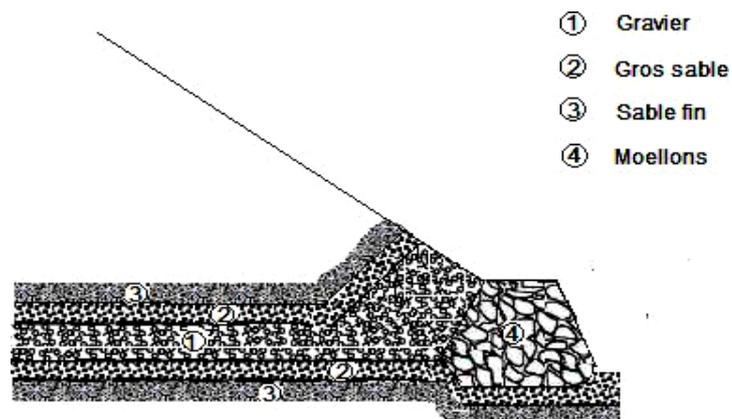


Figure IV.4: Disposition du drain et du filtre (fondation perméable)

IV.4.2. Drain cheminé

Il est disposé quasi verticalement à l'aval du noyau (ou bien vers le centre d'un remblai homogène) ; son épaisseur est souvent de l'ordre de 3 m pour des raisons constructives. Il est mis en œuvre par déversement du matériau dans une tranchée de 1.5 à 2 m de profondeur recreusé dans le massif compacté au fur et à mesure de l'avancement des travaux de réalisation.

Le filtre est assuré par un tapis synthétique placé au fond de la tranchée le long de la paroi amont du drain et au dessus du drain. L'eau interceptée est évacuée soit par un réseau de tuyaux drains soit par un drain tapis (figure IV.5).

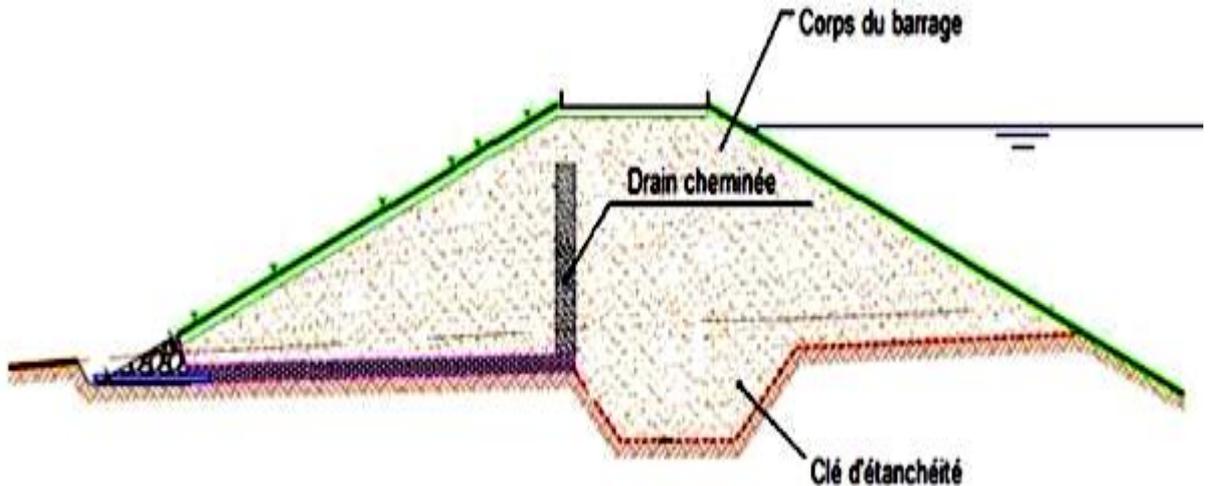


Figure IV.5: Drain vertical

IV.4.3. Puits filtrants

Les puits filtrants sont des puits de décharge forés au pied aval du remblai et au dessous du drain tapis, ils sont nécessaires pour le drainage de la fondation et l'élimination des sous pressions. Les puits qui débouchent dans le drain tapis sont remblayés en matériaux filtrant analogue à ceux d'un drain vertical (Figure IV.6).

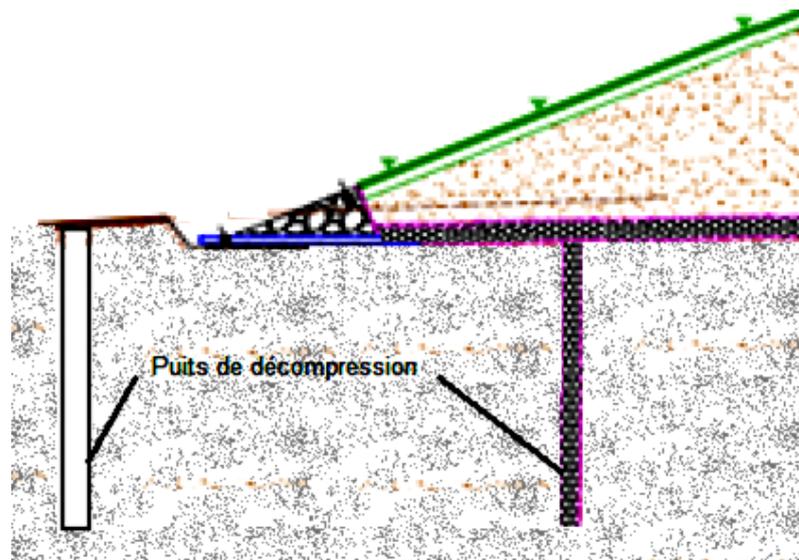


Figure IV.6: Puits filtrants

Chapitre V

**Etude des infiltrations
dans le mur et
safondation**

Chapitre V Etude des infiltrations dans le mur et sa fondation

V.1. Introduction

Après l'étude de dimensionnement qui permet de définir le profil général du barrage, on procède à l'étude des infiltrations dans le massif et sa fondation. Ces infiltrations dues à la charge hydraulique créée par le réservoir, ont une influence primordiale sur la stabilité de l'ouvrage. Un pourcentage élevé des accidents recensés des barrages en remblai est relié au phénomène de l'érosion interne suite aux infiltrations.

L'étude d'infiltration permet de déterminer les éléments suivants:

- Ligne desaturation

La ligne de saturation est une ligne suivant laquelle la pression à l'intérieur du massif est égale à la pression atmosphérique, elle sépare la zone humide de la zone sèche. Il est possible de la déterminer par analogie électrique ou l'utilisation de méthodes simplifiées telle que la méthode de Kozeny qui utilise des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement. Sur le plan pédagogique, la méthode de Kozeny permet de se familiariser avec les réseaux d'écoulement. Sur le plan pratique, les méthodes les plus utilisées sont les méthodes numériques qui se sont largement développées.

- Les pressionsinterstitielles

Elles peuvent être déterminées à partir du tracé d'un réseau de lignes équipotentiellles (les lignes équipotentiellles sont des lignes fictives d'égale pression).

- Débit defuite

Ce débit de percolation est un indice de fonctionnement de l'ouvrage, il doit être calculé et contrôlé en continue.

V.2. Détermination de la ligne de saturation par la méthode de Kozeny

V.2.1. Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur sol imperméable

Kozeny a montré que, dans un barrage en terre homogène non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer O est situé au pied du parement aval du barrage (Figure V.1). L'équation de cette parabole s'écrit (Rolley, Kreitmann et al. 1977):

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad (V.1)$$

$$y_0 = \sqrt{(h^2 + d^2)} - d \quad (V.2)$$

Avec

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

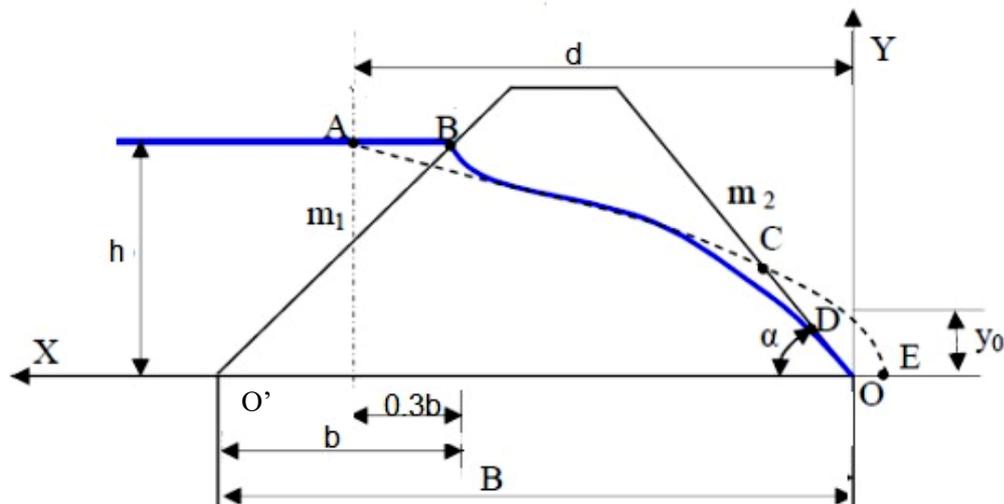


Figure V.1: Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur sol imperméable

Les étapes suivantes permettent la détermination graphique de la ligne de saturation pour un barrage homogène reposant sur une fondation imperméable sans drain :

Dessinez la section du barrage en terre et le niveau d'eau en amont (h). Le point B est le point sur le talus amont qui coïncide avec le niveau d'eau (Figure V.1) ;

Soit b la distance qui correspond à la projection horizontale de O'B. Repérez le point A à une distance de 0,3b du point B sur la surface de l'eau ;

Chapitre V Etude des infiltrations dans le mur et sa fondation

Le foyer de la parabole de Kozeny se situe au pied aval du barrage, au point O. Choisissez O comme origine des axes X Y ;

- A l'aide de l'équation IV.3, tracer la courbe de Kozeny en fixant les valeurs des ordonnées y (par exemple 0,2H, 0,4H... H) et en calculant les abscisses x;
- Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on procède à une correction au droit du parement amont et du pied aval;
- Correction en amont : on raccorde la ligne de saturation au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole;
- Correction en aval : on fait aboutir la ligne de saturation en un point D tel que

$$OD = \frac{2}{3} OC \quad (\text{V.3})$$

On peut aussi trouver le point D avec la relation suivante :

$$OD = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha} \quad (\text{V.4})$$

V.2.2. Ligne de saturation pour un barrage homogène avec drain

En général, les barrages en terre sont munis de drain pour rabattre la ligne de saturation à l'intérieur du barrage. Dans ce cas, la ligne de saturation est déterminée de la manière suivante (Figure V.2):

- Dessinez la section du barrage en terre et le niveau d'eau en amont (h). le point B est le point sur le talus amont qui coïncide avec le niveau d'eau.
- Soit b la distance qui correspond à la projection horizontale de O'B. Repérez le point A à une distance de 0,3b du point B sur la surface de l'eau.
- Le foyer de la parabole de Kozeny se situe au pied amont du drain au point F (l'abscisse du point A est d). Choisissez F comme origine des axes XY.
- Localiser le point G situé à y_0 de F
- A l'aide de l'équation V.1, tracer la courbe de Kozeny en fixant les valeurs des ordonnées y (par exemple 0,2H, 0,4H... H) et en calculant les abscisses x;
- Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny qui va du point A jusqu'au point qui se trouve à mi distance de FG, on procède à une correction au droit du parement amont seulement.

- on corrige la ligne de saturation au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

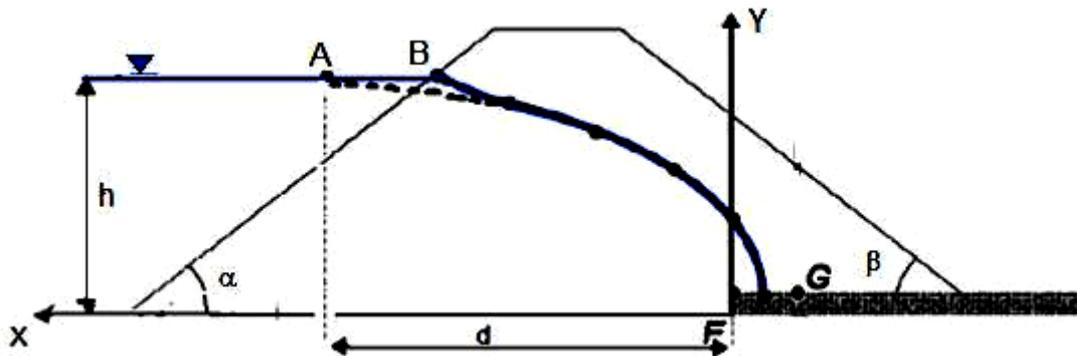


Figure V.2: Ligne de saturation d'un barrage à drain horizontale

V.2.3. Ligne de saturation pour un barrage à noyau sur fondation imperméable

Dans le cas d'une digue à noyau imperméable épaulée par des zones de recharges perméables (Figure V.3), on construit la ligne de saturation comme dans le cas de la section 2.2.1 en ne considérant que le noyau imperméable (Rolley, Kreitmann et al. 1977)

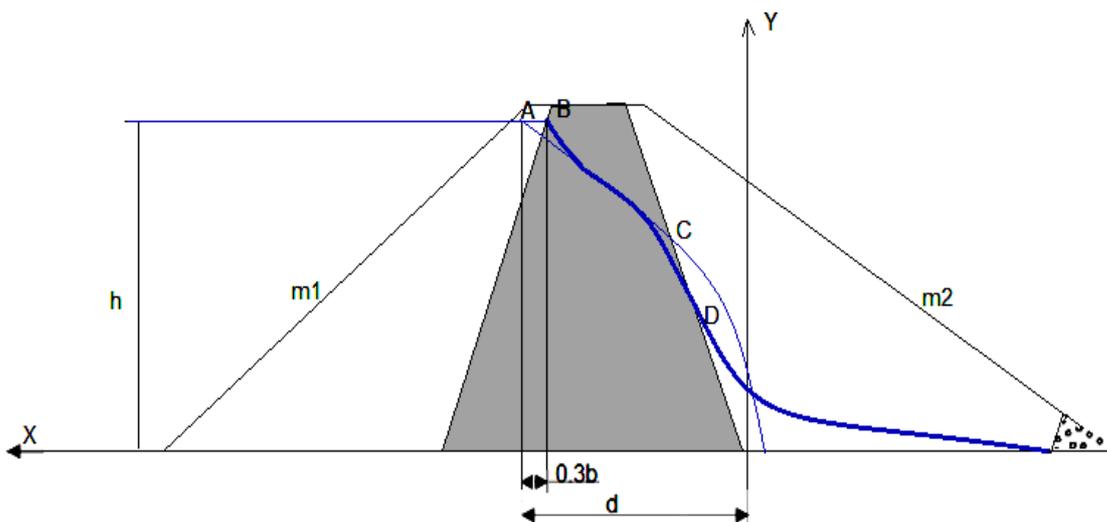


Figure V.3: Ligne de saturation d'un barrage à noyau

V.2.4.Ligne de saturation pour barrage fondé sur solperméable

Dans le cas ou le sol de fondation est perméable, de perméabilité égale à celle du massif les méthodes de détermination de la ligne de saturation restent applicables, mais les formules donnant le débit ne sont plus valables.

V.3.Notion d'hydraulique du sol.

V.3.1. Chargehydraulique.

Soit un point situé dans un massif saturé siège d'un écoulement permanent, u la pression de l'eau en ce point et z sa cote par rapport à un repère quelconque. La charge hydraulique h en ce point, exprimée en mètre (m), représente l'énergie d'une particule d'eau de masse unitaire :

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + z + \frac{v^2}{2g} \quad (V.5)$$

Comme les vitesses dans les sols sont toujours faibles, le terme $h = \frac{v^2}{2g}$ est négligé.

D'où : $h = \frac{u}{\gamma_w} + z \quad (V.6)$

V.3.2. Gradienthydraulique

Le gradient hydraulique, i , est la perte de charge hydraulique par unité de longueur. Dans un écoulement quelconque, il est définit par :

$$i = -\overrightarrow{grad}h = \begin{cases} -\frac{\delta h}{\delta x} \\ -\frac{\delta h}{\delta y} \\ -\frac{\delta h}{\delta z} \end{cases} \quad (V.7)$$

Dans un écoulement uniforme et unidirectionnel, il exprime la différence de charge hydraulique entre deux points d'un sol par unité de distance. Soit deux points A et B espacés d'une distance l , h_A et h_B leurs charges hydrauliques respectives, le gradient hydraulique entre ces deux points est :

$$i = \frac{h_A - h_B}{l}$$

L'écoulement existe de A vers B lorsqu'il ya présence d'un gradient hydraulique, qui génère un écoulement.

V.3.3. Loi deDarcy

Cette relation fondamentale s'écrit (Schlosser 1988, Degoutte and Royet 1999):

$$V = K.i \quad (V.8)$$

v : vitesse d'écoulement en m/s et K : coefficient de perméabilité en m/s, Le tableau suivant donne un ordre de grandeur de ce paramètre.

Tableau V.1: Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité(Schlosser 1988)

Type de sol	Perméabilité	Ordre de grandeur (m/s)
Argile compacte	Imperméable	10^{-9} à 10^{-12}
Limon	Très faible	10^{-7} à 10^{-9}
Sables très fin	Faible	10^{-5} à 10^{-7}
Petits graviers, sables	Assez élevée	10^{-3} à 10^{-5}
Gravier moyens à gros	Très élevée	10^{-1} à 10^{-2}

V.3.4. Forces d'écoulement

Lorsqu'il y a un écoulement, il y a une perte de charge par dissipation d'énergie par frottements eau/grains du sol. En plus de la poussée d'Archimède, des forces dirigées dans le sens de l'écoulement apparaissent sur les grains du sol.

La figure V.4 montre le bilan des forces s'exerçant sur un volume élémentaire du sol, il correspond à trois forces :

- Le poids : C'est la force verticale descendante $P = \gamma_{sat} \cdot \Delta V$ avec γ_{sat} volumique du solsaturé,
- Lapoussée d'Archimède:C'est laforceverticaleascendanteégaleà $\gamma_w \cdot \Delta V$

- La force d'écoulement: Dirigée dans le sens de l'écoulement, elle est égale à $i \cdot \gamma_w \cdot \Delta V$

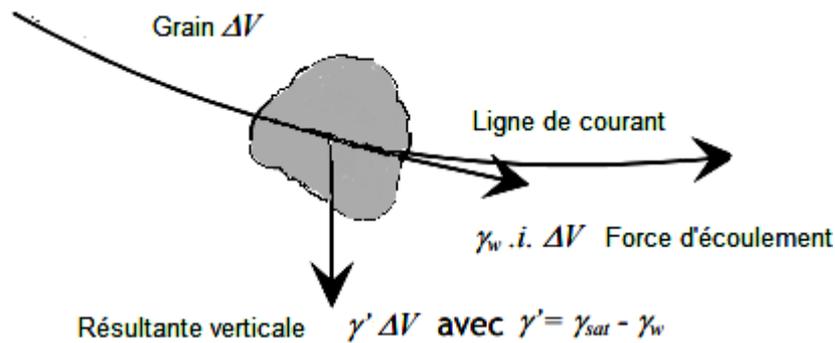


Figure V.4: Bilan des forces exercées sur un volume élémentaire de sol.

Ces forces d'écoulement sont donc à prendre en compte dans les calculs de stabilité des ouvrages.

V.3.5. Lignes d'équipotentiels et lignes decourant

Un réseau d'écoulement est une représentation graphique d'un champ d'écoulement (Solution de l'équation de Laplace). Sa construction a pour but de connaître en tout point du massif, la charge hydraulique, la vitesse et de déterminer les valeurs des forces d'écoulement ou des débits percolant dans une section donnée. Il existe plusieurs méthodes pour construire ce réseau, la méthode graphique est une solution approchée mais suffisante dans le cas pédagogique qui est le notre. Ce réseau comprend une famille de lignes d'écoulement et d'équipotentiels qui remplissent les conditions suivantes (voir figure V.5) :

- Les lignes d'écoulement représentent les voies d'écoulement des particules d'eau;
- Les lignes d'écoulement et lignes équipotentiels sont orthogonales les unes par rapport aux autres ;
- Le débit entre deux lignes d'écoulement adjacentes est constant (dq);
- L'écoulement ne peut pas se produire à travers les lignes d'écoulement;
- Une ligne équipotentielle est une ligne reliant des points ayant la même charge hydraulique;
- La vitesse d'écoulement est normale aux lignes équipotentiels;

Chapitre V Etude des infiltrations dans le mur et sa fondation

- La différence de hauteur manométrique entre deux lignes équipotentiellles est la perte de charge (Δh);
- Une ligne d'écoulement ne peut pas croiser une autre ligne d'écoulement;
- Une ligne équipotentielle ne peut pas croiser une autre ligne équipotentielle.

Pour tracer un réseau d'écoulement des essais successifs sont effectués. En général, on fixe en premier le nombre de lignes de courant, 3 à 8 lignes sont souvent suffisantes. En fonction de ce nombre sélectionnée, le nombre de lignes équipotentiellles sera automatiquement fixé par la géométrie et la disposition de la grille.

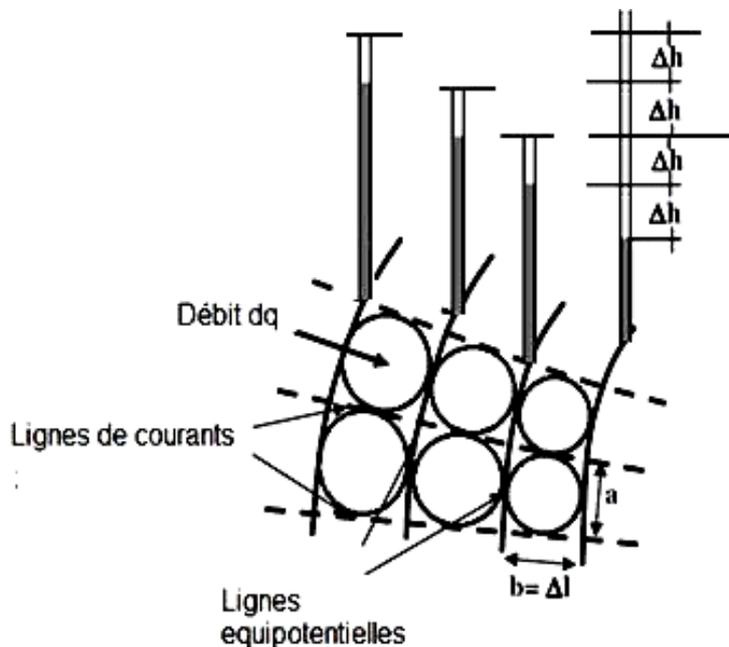


Figure V.5: Réseau d'écoulement

V.4. 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 V.6). Si le massif comporte un tapis drainant, la ligne équipotentielle au coté du drain est une ligne à pression atmosphérique (Figure V.7).

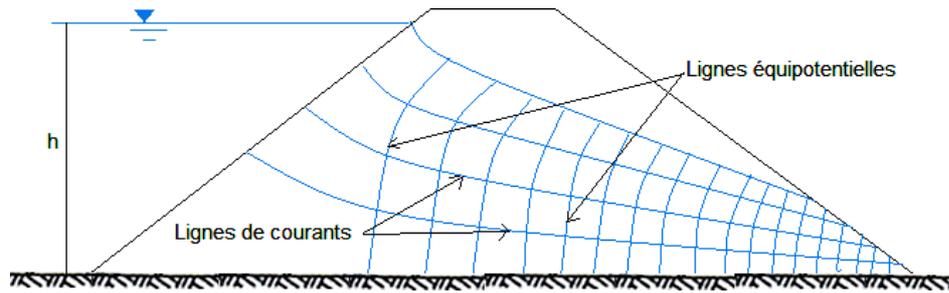


Figure V.6: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène sur sol imperméable sans drain

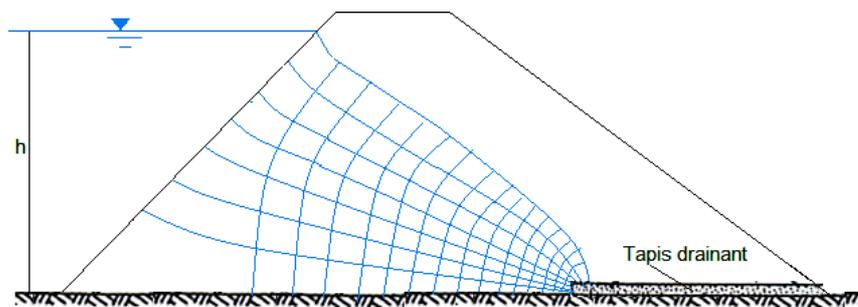


Figure V.7: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène avec drain horizontal sur sol imperméable

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 V.8).

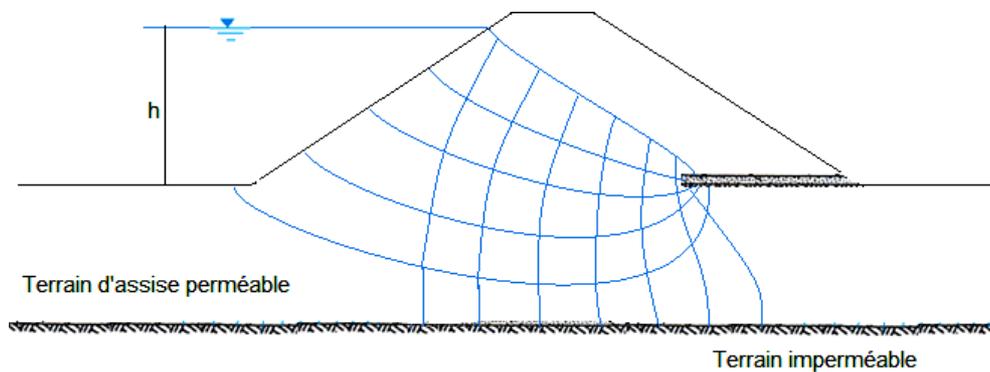


Figure V.8: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de barrage homogène avec drain horizontal sur sol perméable de même perméabilité que le massif

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 V.9).

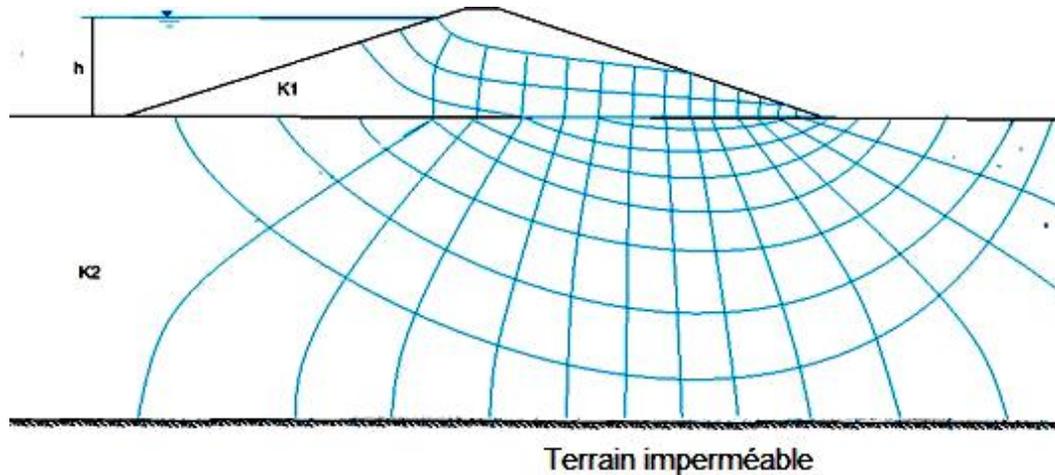


Figure V.9: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas de terrain d'assise moins perméable que le massif du barrage ($K_1 > K_2$)

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 V.10).

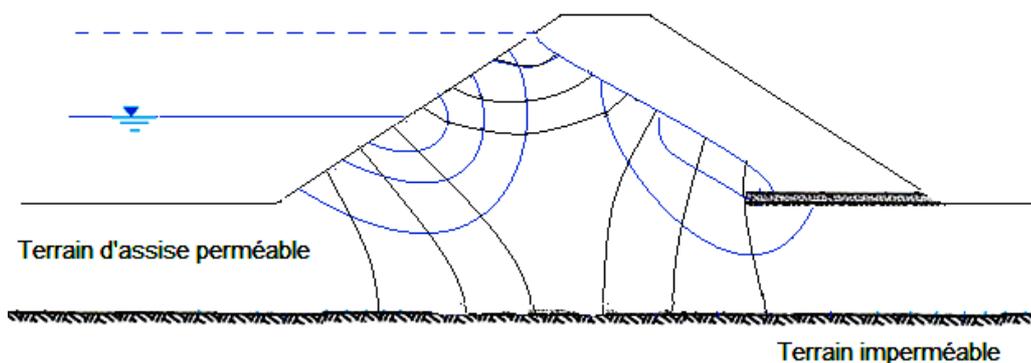


Figure V.10: Tracé du réseau d'écoulement dans le cas d'une vidange partielle

V.5. Pression de l'eau dans le corps du barrage

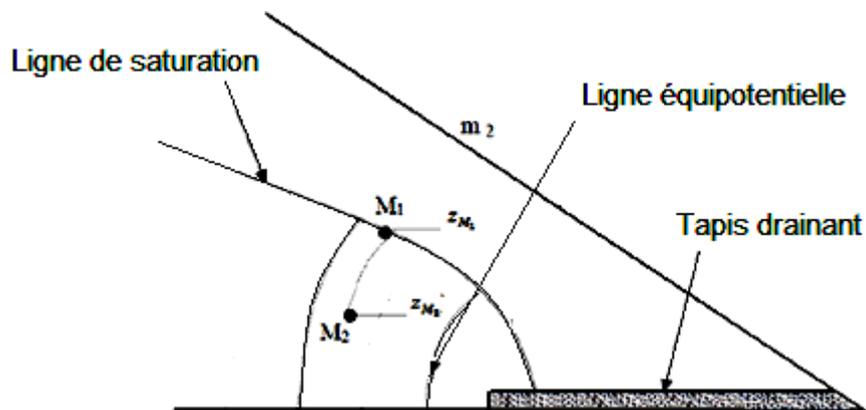


Figure V.11: Détermination de la pression interstitielle.

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 V.11 la charge H_{M_2} hydraulique au point M_2 est égale à :

$$H_{M_2} = \frac{U_{M_2}}{\gamma_w} + Z_{M_2}$$

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.

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

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

$$U_{M_1} = 0$$

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:

$$U_{M_2} = (z_{M_1} - z_{M_2})\gamma_w \quad (\text{V.9})$$

V.6. Débit defuite

La loi de Darcy permet d'évaluer le débit de fuite connaissant le 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 équipotentiels 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 équipotentiels,

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 $i = \frac{h}{b.N_h}$

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

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

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

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

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

est : $Q = K.h \frac{N_c}{N_h} .L$ (V.10)

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 $\alpha < 30^\circ$ $Q = K.b.\sin^2 \alpha$ (V.11)

Avec
$$b = OD = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha} \quad (V.12)$$

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.

V.7. Erosion interne, phénomène de Renard et Boulance

L'érosion interne est l'une des principales causes de rupture des barrages en remblai. C'est un processus qui implique des arrachements de particules et leur transport dans le barrage ou sa fondation " Piping" en Anglais. Elle se produit quand la force de l'écoulement est suffisamment importante pour arracher les particules du massif et les entraîner avec elle. Ceci n'est possible que si les particules du sol sont fines et qu'elles puissent migrer à travers les vides du massif dont la granulométrie n'est pas uniforme. Si la hauteur de charge est suffisante pour permettre à l'eau de s'infiltrer à des vitesses capable d'entraîner les particules, un passage préférentielle se forme allant en grandissant jusqu'à rupture de l'ouvrage (Figure V.12).

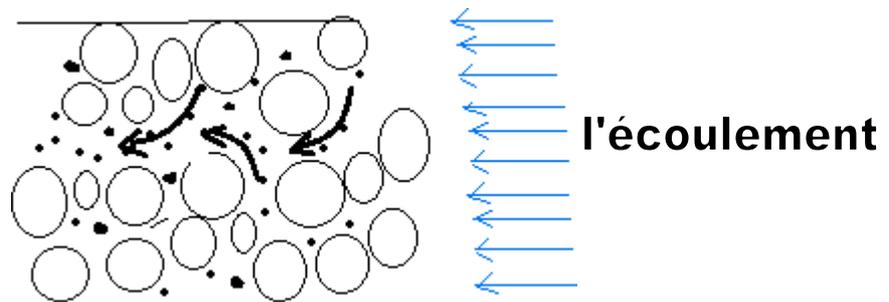


Figure V.12: Erosion interne

Le phénomène de Boulance se produit quand l'écoulement est ascendant et la pression de l'écoulement avec la poussée d'Archimède arrivent à annuler le poids des particules du sol. Ceci n'est en général possible que si le sol est fin et pulvérulent. En s'opposant au poids des grains cette composante peut atteindre des valeurs qui permettent aux grains de flotter (Figure V.13).

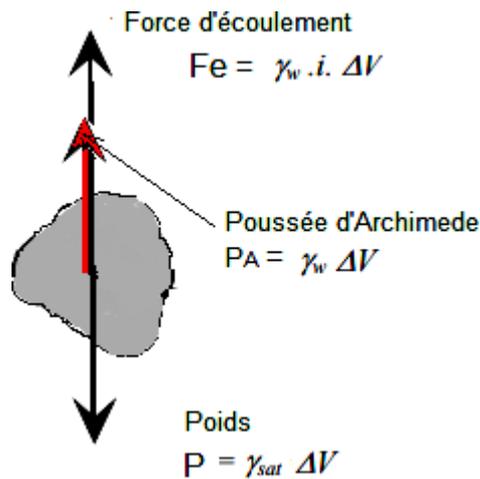


Figure V.13 : Phénomène de Boullance

Ce phénomène se produit dans un écoulement si le gradient hydraulique i est vertical ascendant, les grains sont alors entraînés par l'eau. On définit le gradient hydraulique critique, i_c , pour lequel la résultante des forces est nulle et donc les grains du sol à la limite d'être entraînés :

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

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (V.13)$$

Pour les barrages en terre, le risque de Boullance existe si les fuites se produisent d'une manière importante à travers le sol de fondation.

– **Méthodes de prévention**

Pour empêcher l'érosion interne en fondation d'un barrage, il faut réduire le gradient hydraulique le long de la ligne de cheminement. Comme la hauteur d'eau H est imposée, c'est la longueur L des cheminements qui est le paramètre essentiel. LANE distingue les cheminements verticaux L_V des cheminements horizontaux L_H . Sa règle empirique généralement utilisée pour le calcul des fondations de barrages s'écrit (Rolley, Kreitmann et al. 1977):

$$L_V + \frac{L_H}{3} \geq C.H \quad (V.14)$$

Chapitre V Etude des infiltrations dans le mur et sa fondation

Le paramètre C est un coefficient dont les valeurs minimales varient suivant la nature du terrain (Tableau V.2).

Tableau V.2: Coefficient de LANE en fonction de la nature de terrain (Rolley, Kreitmann et al.1977)

Nature du terrain	C
Sables fins et limons	8.5
Sables fins	7
Sables moyens	6
Gros sables	5
Petits graviers	4
Gros graviers	3
Mélange de gravier et de gros galets	2.5
Argile plastique	3
Argile consistante	2
Argile dure	1.8

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

Chapitre VI

Dimensionnement

Du Mur

Chapitre VI Dimensionnement du mur

VI.1. Introduction

Pour construire un mur en remblai de terre, il peut être utilisé toute sorte de matériau de terre, il est souhaitable que ce matériau soit à proximité du site barrage et ainsi les murs deviennent économique.

La détermination des différentes dimensions de barrage dépend de certains facteurs à savoir: les vagues survenant lors des crues catastrophiques, tassement des terres naturelles sous l'effet du poids croissant de l'ouvrage (construction), ainsi que les conditions de stabilité.

VI.2. Description de la zone d'étude

VI.2.1. Limites géographiques de la commune Dahmouni

La commune de Dahmouni appartient à la wilaya de Tiaret. Elle est limitée au nord par la commune de Sidi Hosni, au sud par Nahr Ouassel et la commune de Bouchakif, à l'est par la commune de Sabaine, à l'ouest par la commune d'Oued Lili et de Tiaret. Ainsi la commune couvre une superficie d'environ 164,25 Km².

C'est une commune à vocation agricole où les terres occupent un total de 13670 ha.

VI.2.2. Caractéristiques de la zone d'étude

Cette région possède un réseau hydrographique très important. Ce réseau est formé de deux grands bassins versants, à savoir : le Cheliff et les hauts plateaux oranais. Ils sont subdivisés en quatre sous bassins versants, drainés par 889 Km d'oueds pérennes et 1049 Km de cours d'eau intermittents qui sont comme suit : Oued Touil, Oued Mina, Oued Tiguiguest, Oued Rhiou, Oued Souslem, Oued Mechti, Oued Abed, Oued Taht Et Tounkira.

Trois barrages ont été réalisés qui sont : le barrage Dahmouni, le barrage Bougharaet le barrage Bakhadda.

Selon l'ADE, ces trois barrages représentent l'essentiel des ressources superficielles en eau de la région de Tiaret.

Le climat de la zone d'étude est de type méditerranéen semi-aride avec une saison pluvieuse (la pluviométrie moyenne de la région d'étude est d'environ 350 mm/an) allant de septembre à mai, et un été sec et chaud (fortes amplitudes thermiques) La région est également assez ventée (DHT, 2005).

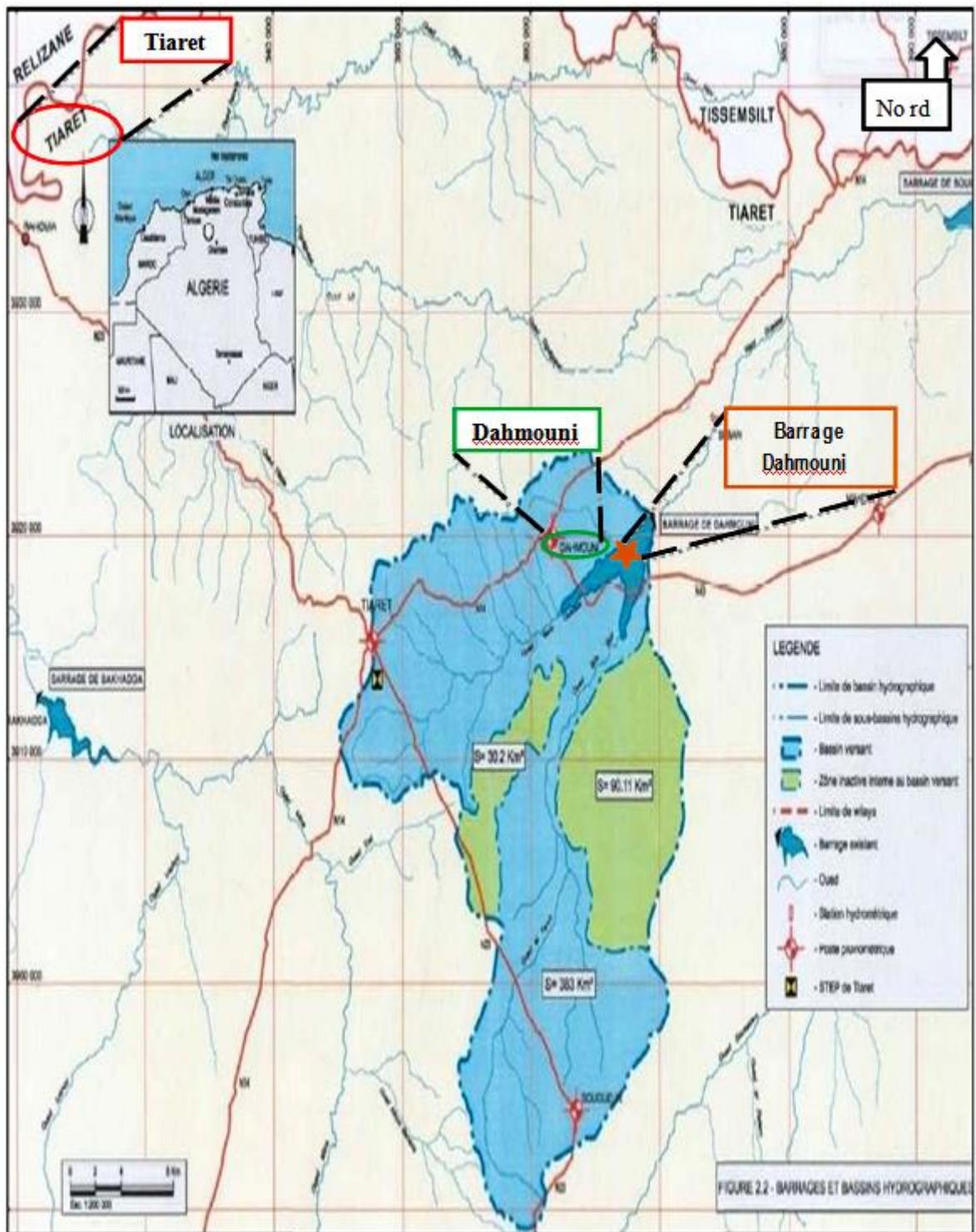


Figure VI.1: Barrage et sous bassin de Dahmouni (ANBT Tiaret) (LADJAL, 2013).

VI.2.3. Localisation du site d'étude

Le périmètre hydroagricole de Dahmouni se situe dans la région Nord-Ouest de l'Algérie, dans les hauts plateaux de Serous, au sein de la wilaya de Tiaret.

Le barrage de Dahmouni, construit en 1987, se situe sur l'Oued Ouassel, affluent d'Oued Chélif, à environ 8Km au Nord-Est de la ville de Dahmouni et à 20Km à l'Est de Tiaret.

Les eaux de cet ouvrage sont destinées à l'irrigation de 4000 hectares en aval et en amont du barrage et à l'alimentation en eau industrielle (AEI).



Figure VI.2: Digue du barrage DAHMOUNI (Tiaret)

VI.2.4. Cadre géographique

Le barrage de Dahmouni est situé à la proximité des villes de Dahmouni et à quinze kilomètres (15 km) de la ville de Tiaret dans la Wilaya de Tiaret, il a pour but de stocker les eaux de l'Oued Nahr Ouassel affluent de l'Oued Cheliff.

Le site de Dahmouni se situe dans une zone de sismicité moyenne à basse.

L'objectif principal de l'ouvrage est la fourniture d'eau brute pour l'irrigation de cette région de façon à aider son développement agricole. D'autre part alimenter en eau potable les habitants de la ville de Tiaret ainsi que de fournir de l'eau brute à ces industries. Le volume régularisé est de 09 Hm³ par an.

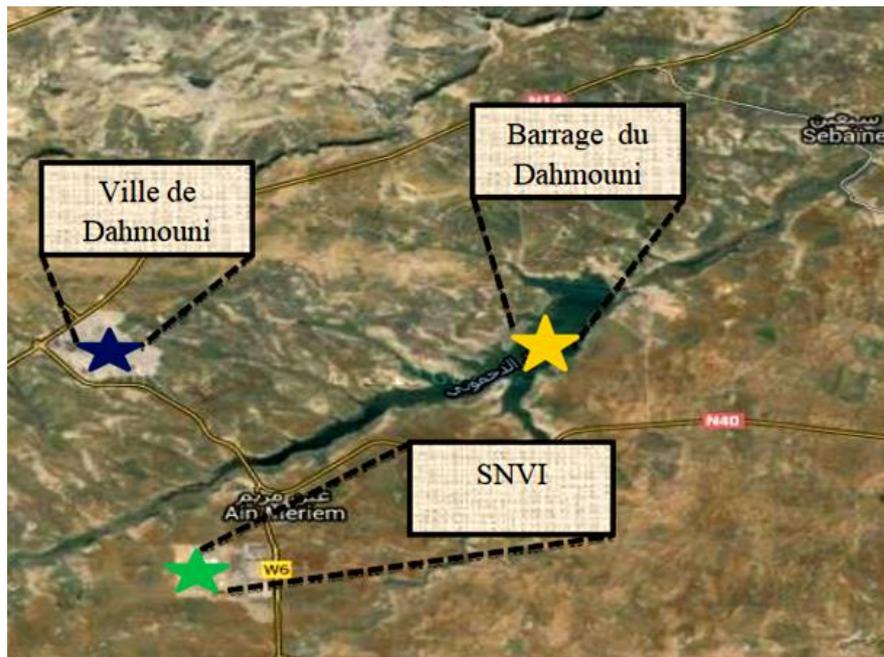


Figure VI.3 : Localisation du barrage de DAHMOUNI (google imagerie)

Le barrage de Dahmouni est situé à 925 m d'altitude

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.1).

La partie en aval du barrage est elle-même facilement accessible à partir de la route nationale N° 14 d'une multitude de routes et de pistes.

Tableau VI.1Caractéristiques 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
Modérée	235.8	55.5
Abrupte	19	4.5
Très abrupte	11	2.7
Extrême	2.9	0.7

Source : DHW Tissemsilt

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

Tableau VI.2 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

VI.2.5. Localisation

Le barrage de Dahmouni se situe sur l'Oued Nahr Ouassel affluent de l'Oued Cheliff à environ 8 km au Nord Est de la ville de Dahmouni et 20 km à l'Est de Tiaret aux coordonnées U.T.M suivantes :

X = 369740.626 m.

Y = 3920467.723 m.

Z = 945.271 m.

VI.2.6. Caractéristiques hydrologiques

Surface du bassin versant :425 km²

Précipitation moyenne (1986/2006) :305.9 mm

Apport annuel maximum :52 Hm³

Apport liquide annuel moyen théorique (1913/1968) : 23 Hm³

Apport solide annuel moyen :0.1 Hm³

Volume régularisé :11.6 Hm³

VI.2.7. Caractéristiques de la retenue.

Niveau de couronnement (NC).....	931 [m]
Plus hautes eaux (PHE).....	928, 80 [m]
Niveau de retenue normale (NRN).....	925 [m]
Surface inondée au N R.....	1.57 [km ²]
Niveau minimale d'exploitation(Nme).....	912,40 [m]
Volume total de la retenue.....	40,58 [Hm ³]
Volume utile de la retenue	36,44 [Hm ³]
Volume mort.....	4,14[Hm ³]

Nombre d'habitants à Dahmouni	24 983 habitants
Densité de population à Dahmouni	152,1 /km ²
Coordonnées géographiques de Dahmouni	Latitude: 35.4167 , Longitude: 1.47629 35° 25' 0" Nord, 1° 28' 35" Est
Superficie de Dahmouni	16 425 hectares 164,25 km ²
Altitude de Dahmouni	Minimale 995 m, Maximale 995 m,
Climat de Dahmouni	Climat méditerranéen avec été chaud

VI.3. Barrage de Dahmouni

VI.3.1. Objectif

Le barrage de Dahmouni est un ouvrage hydraulique construit en 1987, ayant spécialement pour but de stocker la quantité d'eau nécessaire pour l'irrigation de la région (1422 ha). Il est surtout alimenté par l'oued Nahr Ouassel ainsi que les eaux usées épurées de la ville de Tiaret, et les eaux usées brutes provenant de Sougheur et Dahmouni.



PhotoVI.1 : Barrage de DAHMOUNI

VI.3.2. Caracteristiques techniques du barrage de DAHMOUNI

Localisation : barrage de dahmouni

Wilaya de tiaret:

Coordonnées:

$x = 297,200$

$y = 237,000$

$z = 925,00$

OUED: MINA

<p><u>BASSIN VERSANT:</u> Surface de drainage Précipitation moyenne annuelle Evaporation moyenne annuelle Apport moyen annuel Type Cote de la crete Longueur en crete Largeur en crete Hauteur maximale hors fondation débit spécifique</p>	<p>425 km² 41522 mm 70 mm 11,4 hm³/an en terre 929,5 NGA 850 m 6,50 m 8,5 m 0,85 hm³ / s/ km²</p>
<p><u>BARRAGE:</u> Pentes des talus aval Pentes des talus amont <u>VOLUME DES TRAVAUX:</u> Recharges Noyau Filter Rip rap Injection</p>	<p>1/2,2 m 1/3 m 871,000 m³ 27,600 m³ 80,870 m³ 5496,5 m³</p>
<p><u>RETENUE:</u> Cote des plus hautes eaux Cote de retenue normale Cote minimale d'exploitation Surface de la retenue à la cote normale Volume de la retenue à la cote normale Volume utile Volume regularisé Volume mort</p>	<p>927,8 NGA 924 NGA 5,35 km² 42 hm³ 35,3 hm³ 13 hm³ 4,8 hm³</p>
<p><u>OUVRAGE D'EVACUATION:</u> Type Volume de béton Débit</p>	<p>DEVERSOIR LATERAL 10,800 m³ 515 m³/s</p>
<p><u>VIDANGE DE FOND:</u> Type Debit</p>	<p>VANNE 20 m³/s</p>
<p><u>PRISE D'EAU:</u> Type Nombre de prises Niveau des prises</p>	<p>TOUR DE PRISE 2 912,4 et 917,4</p>

VI.3.3. Choix du site de la retenue

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères d'économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie qui sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- L'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- Tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

VI.3.4. Choix du type de barrage

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

- Topographie du site
- Morphologie de la vallée
- Conditions géologiques et géotechniques
- Matériaux de construction

VI.3.5. Variante à choisir

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géologiques et géotechniques, du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et en terre homogène.

Barrage en terre homogène

C'est le plus simple à réaliser, du fait que l'abondance des gisements d'argile dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorable à la confection des remblais étanches et stables. Mais il faut prévoir un drainage très efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

VI.3.6. Fixation du choix définitif du type de barrage

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène s'impose comme la plus économique. Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- Facilité de la réalisation;
- Zones d'emprunts;

- Existences de carrière de matériaux de construction;
- Distance des zones d'emprunts;
- Conditions climatiques (températures, précipitations...)
- Sismologie;
- Volume des matériaux de construction;
- Dispositif d'étanchéité ;
- Technologie de réalisation, coûts....

VI.3.7. Détermination des côtes caractéristiques

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

a) 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.

• Formule de STEVENSON

La hauteur des vagues se détermine comme suite:

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

Tel que L 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) → L=0,742Km.

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

$$R = 0,75.h_v + \frac{V^2}{2.g}$$

$$V = 1,5 + 2h_v = 1,5 + 2.0,802 = 3,104m/s$$

$$\text{D'où } R = (0,75.0,802) + \frac{(3,104)^2}{2.9,81} \rightarrow R = 1,09m$$

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

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

Revanche = Côte de la crête - Côte des plus hautes eaux

$$R = 929,5 - 927,8 = 1,7\text{m (cas reel)}$$

Finalement on prendra, pour la sécurité du barrage $R=1,7\text{m}$

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

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

$$\nabla \text{CCB} = 927,8 + 1,7\text{m} + 0,5 \rightarrow \nabla \text{CCB} = 930\text{m (929,5 cas reel)}$$

Calcul de la hauteur du barrage

Calcul sans tassement

$$H = \nabla \text{CCB} - \nabla \text{CFL} = 930 - 912,4 \rightarrow H = 17,6\text{m}$$

Calcul avec tassement

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

$$T = 0,01 \cdot 17,6 = 0,176$$

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

$$H = (927,8 + 1,7 + 0,5 + 0,176) - 912,4 = 17,77\text{ m}$$

Donc on prendra pour hauteur du barrage $H=17,8\text{ m}$ enfoncement dû aux tassements compris.

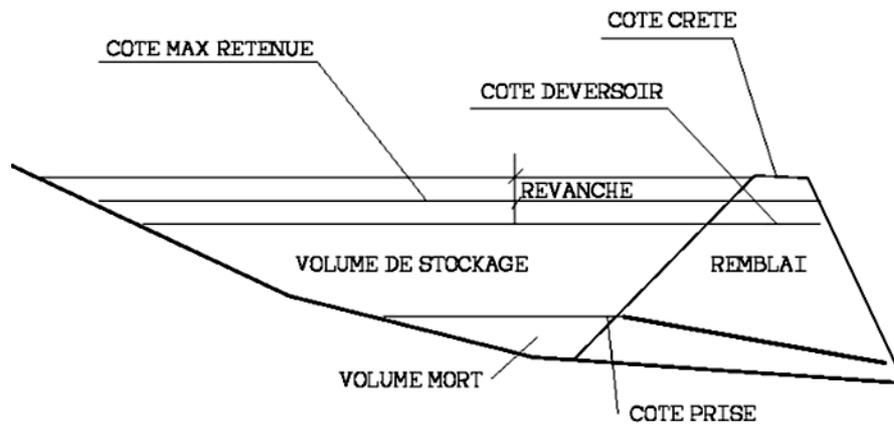
Hauteur maximale hors fondation $8,5\text{ m}$ (cas reel)

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

$$\text{Sans tassement} \rightarrow \begin{cases} L = 1,65 \cdot \sqrt{H} = 1,65 \cdot \sqrt{17,8} = 6,96\text{m} \\ L = 3,6 \cdot \sqrt[3]{H} - 3 = 3,6 \cdot \sqrt[3]{17,8} - 3 = 6,4\text{m} \\ L = 1,1 \cdot \sqrt{H} + 1 = 1,1 \cdot \sqrt{17,8} + 1 = 5,64\text{m} \end{cases}$$

Largeur en crête $6,50\text{ m}$ (cas reel)



VI.3.8. 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 ($H = 17,8$ m)

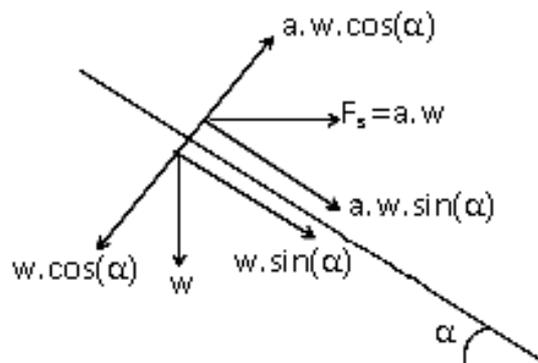
Pour un barrage zoné d'une hauteur de 18 m, on prend :

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

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

On aura à par la suite, par le biais d'une étude de stabilité, que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

L'évaluation d'un élément de terre sur un talus soumis à son poids et à l'effort dynamique dû au séisme :



La condition à vérifier est donnée par :

$$\frac{\sum F_p}{\sum F_a} \geq K = 1$$

Avec :

W: poids propre de la pierre.

a: accélération du seisme.

Notre site se trouve dans une zone II, groupe 1 $\rightarrow a=0,25$

Condition d'équilibre à respecter : $\succ \sum \vec{F}_a$

$\sum \vec{F}_p$:somme des forces passives

$\sum \vec{F}_a$:somme des forces actives

$$F_p = W(\cos \alpha - \sin \alpha) \operatorname{tg}(\tau) \quad \tau : \text{angle de frottement interne du massif} \rightarrow \tau = 19^\circ$$

$$F_a = W(\sin \alpha + a \cdot \cos \alpha)$$

α : angle du talus

$$\text{Donc :} \quad \frac{W(\cos \alpha - \sin \alpha) \operatorname{tg}(\alpha)}{W(\sin \alpha + a \cdot \cos \alpha)} = \frac{(W \cdot \cos \alpha - W \cdot \sin \alpha) \operatorname{tg}(\alpha)}{a \cdot W \cos \alpha + W \cdot \sin \alpha} \geq K$$

$$\frac{\left(1 - a \cdot \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha}\right) \operatorname{tg}(\alpha)}{a + \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha}} = \frac{(1 - a \cdot \operatorname{tg}(\alpha)) \operatorname{tg}(\alpha)}{a + \operatorname{tg}(\alpha)} \geq K$$

$$a \cdot K + K \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \leq \operatorname{tg}(\alpha) - a \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \cdot \operatorname{tg}(\alpha)$$

$$K \cdot \operatorname{tg}(\alpha) + a \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \leq \operatorname{tg}(\alpha) - a \cdot K$$

$$\operatorname{tg}(\alpha) \cdot (K + a \cdot \operatorname{tg}(\alpha)) \leq \operatorname{tg}(\alpha) - a \cdot K$$

$$\operatorname{tg}(\alpha) \leq \frac{\operatorname{tg}(19^\circ) - 0,25 \cdot 1,1}{1,1 + 0,25 \cdot \operatorname{tg}(19^\circ)} = 0,058$$

$$\text{Talus amont} \rightarrow m = 2,2 = \frac{1}{\operatorname{tg}(\alpha_1)} \rightarrow \operatorname{tg}(\alpha_1) = \frac{1}{2,2} = 0,45 \succ 0,058$$

$$\text{Talus aval} \rightarrow n = 3,0 = \frac{1}{\text{tg}(\alpha_2)} \rightarrow \text{tg}(\alpha_2) = \frac{1}{3,0} = 0,33 > 0,058$$

On prendra donc selon les prescriptions :

Pentes des talus amont 1/2,2 m (cas reel)

Pentes des talus aval 1/3 m (cas reel)

VI.4. Protection du barrage

VI.4.1. 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.

Le tassement des terres peut être accrue

- En mettant en jeu des forces capables de vaincre les frottements entre particules: ce sont les forces de comptage.
- En sélectionnant les terres de manière à obtenir, au besoin par des mélanges, une granulométrie qui favorise le logement des petites particules entre les grosses et assure ainsi une meilleur compacité de l'ensemble.
- En lubrifiant els terres, par une addition appropriée, ainsi est facilité le glissement des particules les unes sur les autres, mais bien entendu, il ne faut pas exagérer cette possibilité.

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)	2.10^{-3}	$3,1.10^{-3}$	$6,1.10^{-3}$	28.10^{-3}	0,1

Tableau VI.3: 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.

VI.4.2. Choix du drain

Le drainage est utilisé pour:

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

VI.4.3. 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**

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

$$b_2 = m.H \quad CCB = 2,2. 17,8 \text{ m} \rightarrow b_2 = 39,16\text{m}$$

$$b_1 = n. H \quad CCB = 3,0. 17,8 \text{ m} \rightarrow b_1 = 53,4\text{m}$$

$$D'où L_B = 53,4 + 39,16 + 6,50 = 99,06 \text{ m} \rightarrow L_B=100\text{m}$$

$$\text{Donc : } L_d = \left(\frac{1}{3} : \frac{1}{4}\right) L_B = \left(\frac{1}{3} : \frac{1}{4}\right) \cdot 100$$

$$\text{Donc : } L_d = (33,33 : 25)m \rightarrow L_d = 30m$$

VI.4.4. 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 ait "versement" des fines particules dans les moins fines.
- 2) Il ne faut pas qu'il y ait 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.

Côte en crête du barrage

Niveau des plus hautes eaux : Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de retenue (NNR = 924m) majoré de la charge déversant déjà déterminée ($h=3,8$ m).

$$\text{NPHE} = \text{NNR} + h$$

$$\text{NPHE} = 927,8 \text{ m}$$

Revanche : La revanche a été calculée préalablement elle est de 1,7m et le tassement du barrage estimée à 0,193 m ce qui fait que la hauteur du barrage est de 17,8m

Donc la cote en crête est : NCR= 930m

Largeur en crête : La largeur en crête est de 6,50 m.

Longueur en crête : La longueur en crête par rapport à l'axe défini de la digue est : L=850m

Pente des talus

Tableau VI.4 Valeurs indicatives des pentes des talus

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

Protection de la digue

Protection des talus

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

Cette protection prémunie également des dangers externes : les animaux creuseurs de terriers dans le corps de la digue, le piétinement des troupeaux domestiques, et les agissements de l'homme.

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 batillage des vagues et les averses violentes. On rencontre différents types de protection :

en béton ; - en béton armé ;
 aspartique ; - 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 :

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_{50min} sont données par le tableau suivant :

Tableau VI.5: 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)	$D_{50minimum}(m)$
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

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

D'où : $e = 0,45m$; $D_{min} = 0,3m$.

Conclusion : En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche $e = 45$ 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).

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.

Étanchéité de la fondation

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue. Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage. Pour la variante choisie une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de l'argile.

Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue. La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées.

La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2.5m La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1$.

VI.5. 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 12m 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.

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. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical). Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavés si nécessaire.

Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

➤ **Dimensionnement du drain prisme**

• **Dimensionnement de prisme**

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

h_b : Hauteur du barrage ($h_b = 17,8m$)

On prend $h_p = 0.175 h_b$ Ce qui nous donne : $h_p = 3,11m$ On prend : **$H_p = 3,2m$**

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

On prend : $b_p = 1/3 h_{dr} = 0.33 * 3 = 0.99 m$

On prend : **$b_p = 1 m$**

• **Dimensionnement du Drain tapis**

$$L_d = 1/4 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du barrage ($L_b = 100 m$)

On trouve **$L_d = 25 m$** .

Tableau VI.6 : Différentes caractéristiques de la digue

Hauteur du barrage		17,8 m
Largeur en crête		6,50 m
Longueur en crête		850 m
Cote en crête de la digue		929,5 m NGA
Pentes du talus		$m_1 = 2.2 ; m_2 = 3$
Protection des talus	Amont	$e = 0,45m ; D_{min} = 0,3m.$
	Aval	$e = 0,45m ; D_{min} = 0,3m.$

VI.6. Calcul des filtres

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

Ces filtres peuvent être situés :

Entre deux couches du sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol.

Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains.

A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer. De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

VI.7. Règles générales de dimensionnement des filtres

La référence usuelle en la matière est celle des règles de Terzagui. Elles s'énoncent comme suit : Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique.

Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

Critères de conception

$$\frac{D_{15}^{filtré}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 : 5 \text{ Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard}$$

$$\frac{D_{15}^{filtré}}{d_{15}^{sol}} > 4 : 5 \text{ Condition de perméabilité}$$

$$\frac{D_{50}^{filtré}}{d_{50}^{sol}} < 25 \text{ Condition de parallélisme des courbes granulométriques}$$

$$\frac{D_{60}^{filtré}}{d_{10}^{filtré}} \leq 20 \text{ Condition d'uniformité du filtre}$$

En se basant sur ces règles, nous allons procéder au dimensionnement de ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le D_{15} , D_{50} et D_{60} du filtre.

$$D_{15 \text{ filtre}} < 4 \cdot d_{85 \text{ sol}}$$

$$D_{15 \text{ filtre}} < 4 \cdot 0,095 ; D_{15 \text{ filtre}} < 0,38 \text{ mm}$$

$$D_{15 \text{ filtre}} > 4 \cdot d_{15 \text{ sol}}$$

$$D_{15 \text{ filtre}} > 4 \cdot 0,00043 ; D_{15 \text{ filtre}} > 0,00172 \text{ mm}$$

$$D_{50 \text{ filtre}} < 25 \cdot d_{50 \text{ sol}}$$

$$D_{50 \text{ filtre}} < 25 \cdot 0,022 ; D_{50 \text{ filtre}} < 0,55 \text{ mm}$$

$$D_{60 \text{ filtre}} < 20 \cdot d_{10 \text{ filtre}}$$

$$D_{60 \text{ filtre}} < 20 \cdot 0,0380 ; D_{60 \text{ filtre}} < 0,76 \text{ mm}$$

Avec: D_{xx} : diamètre caractéristiques des filtres.

d_{xx} : diamètre caractéristique du noyau.

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

Notre filtre est constitué du gros sable et sable fin, donc il faut utiliser une épaisseur minimale de 0,15 m pour la couche du filtre horizontale et 1 m pour la couche du filtre vertical ou inclinées.

VI.8. 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 :

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

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 $n = n_0 - 0,1 \cdot \text{Log} \eta$

$n_0 = 0,4$ 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

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \cdot \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05 \cdot \eta) \frac{\eta}{1 - \eta} \quad \text{AN : } 0,55 > 0,34$$

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

• **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/son prend : $K_F = 4,5 \cdot 10^{-8}$ m/s.

VI.9. Tracé de la ligne de saturation

Elle est déterminée à partir de la parabole de KOZENY dont le foyer est situé à l'extrémité amont du tapis drainant. L'équation de la parabole s'écrit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \text{ avec } y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

d : largeur en base du barrage diminué de $0,7 \cdot b$:

b : projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

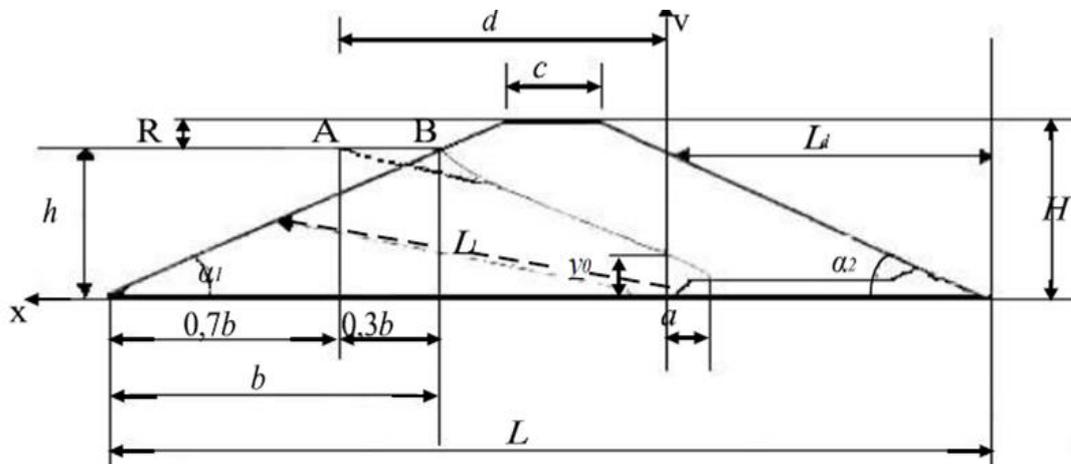


Figure VI.4: Courbe de KOZENY

VI.10. Étude des infiltrations

Positionnement de la ligne de saturation

La ligne de saturation est le niveau auquel la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ». Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de

construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny qui nous permet de délimiter la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0}$$

En se reportant à la figure on a : $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

D'où: $Y = \sqrt{2.X.Y_0 + Y_0^2}$

$$Y^2 - Y_0^2 - 2.X.Y_0 = 0 \text{ avec } Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

d: largeur en base du barrage diminué de 0,7.b

b : projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Niveau de la retenue normale, h = 9.5 m 11,6m

b= m.h d'où ; b=23.75 m 11,6 . 2,2 = 25,52m

L'emprise de : **L_b = 75.5 m** 100m

d= L_b-0,7.b d= 100-0,7. 25,52 d'où **d =58.88m** 82,13m

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

On aura donc : $Y_0 = \sqrt{11,6^2 + 82,13^2} - 82,13 = 0,81\text{m}$

$Y_0 = 0.76 \text{ m } 0,81\text{m}$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$Y^2 - Y_0^2 - 2.X.Y_0 = 0 \text{ avec } Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

$$Y^2 - Y_0^2 - 2.X.Y_0 = 0$$

$$Y^2 = Y_0^2 + 2.X.Y_0 \text{ ou } Y = \sqrt{0,656 + 2.X.0,76}$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

Tableau VI.7 : Coordonnées de la parabole de KOZENY :

X(m) digue	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Y(m) digue	0,81	2,87	3,98	4,84	5,57	6,21	6,80	7,33	7,83	8,3	8,75	9,17	9,58

X(m) digue	65	70	75	80	85
Y(m) digue	9,97	10,3	10,7	11,0	11,4

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus : $AB = 0,3 b$. 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 talus amont en B et tangente à la parabole.

Détermination du point d'intersection de la ligne de saturation avec le talusaval

Cette méthode est celle de Casagrande où il a démontré que Δ_2 ne dépend que de la distance focale de la parabole de base de Kozeny et de l'angle du talus aval du barrage ce qui lui a permis de dresser une courbe de variation. La figure suivante donne les valeurs de paramètre a en fonction de l'angle α

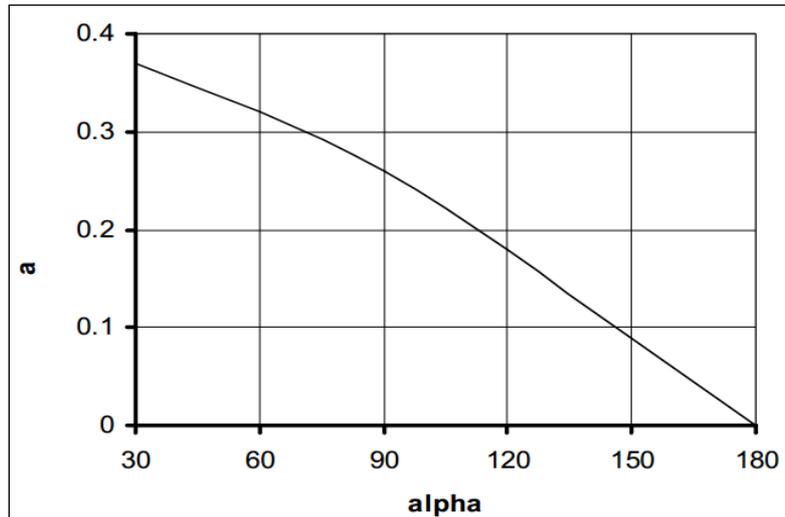


Figure VI.5 : Courbe de Casagrande pour la détermination du paramètre alpha

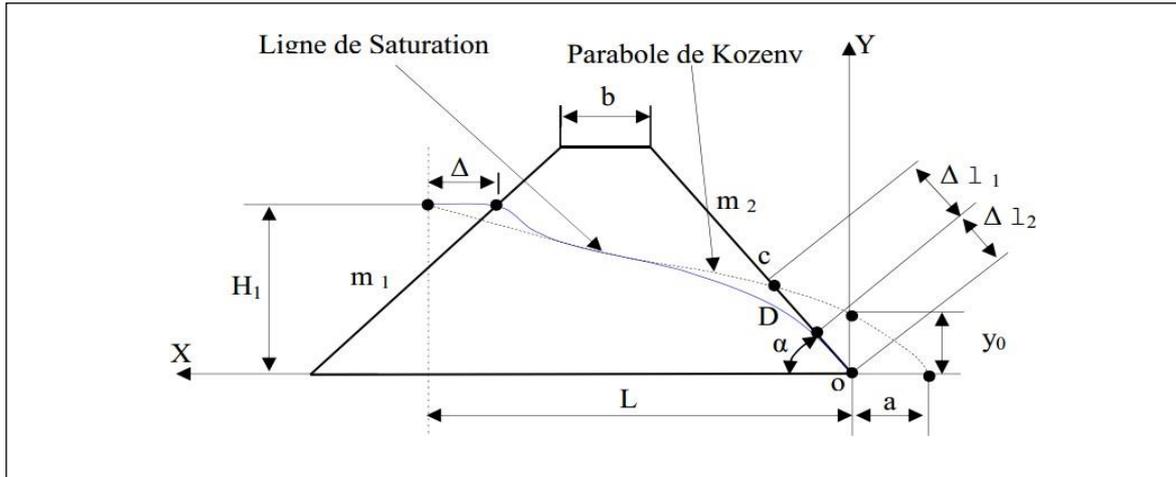


Figure VI.6 : Correction de la ligne de saturation avec le parement aval

$$\left\{ \alpha < 30^\circ \rightarrow \Delta l_2 = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot g(\alpha)} \right.$$

$$\Delta l_2 = 17,63m$$

$$Y^2 = 0,656 + 2.X.0,76$$

$$Y = 0 \rightarrow X = \frac{-0,656}{2.0,76} \rightarrow a = 0,43m$$

VI.10.1. Débit d'infiltration pour ladigue

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage.

$$q = K.I.A$$

Avec : q : débit d'infiltration ($m^3/s/ml$) ; I : gradient hydraulique ;

K : Coefficient de perméabilité. ($K=1,3 \cdot 10^{-8} m/s$) ;

A : Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \text{ et } A = y.l$$

$$\text{Donc: } q = K.y.\frac{dy}{dx}$$

$$\text{Avec : } y.\frac{dy}{dx} = y_0$$

$$\text{D'où : } q = K.y_0 = K.\left(\sqrt{h^2 + d^2}\right) - d \quad m^3/s/ml.$$

Le débit total à travers le barrage sera:

$$Q = q.L$$

AN: $y_0 = 0,81\text{m}$

$$K=1,3 \cdot 10^{-8} \text{ m/s} \quad \left. \vphantom{K} \right\} \quad q = 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

VI.10.2. 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.8 : Classification des barrages

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

Notre barrage appartient à la classe IV.

Tableau VI.9 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	1,0	1,15	1,25	1,35
Sable grossier	0,7	0,8	0,9	1,0
Sable moyen	0,5	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,4	0,55	0,65	0,75

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

$$\Delta H = 924 - 912,4 = 11,6 \text{ m}$$

$I_{adm} = 1,95$; Donc: $\Delta H = 11,6 \text{ m}$; $\delta n = 45 \text{ m}$; $I = 0,21 \leq I_{adm}$

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \text{ D'où } I = \frac{11,6}{45} = 0,25 < I_{adm}$$

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

VI.10.3. 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.10 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

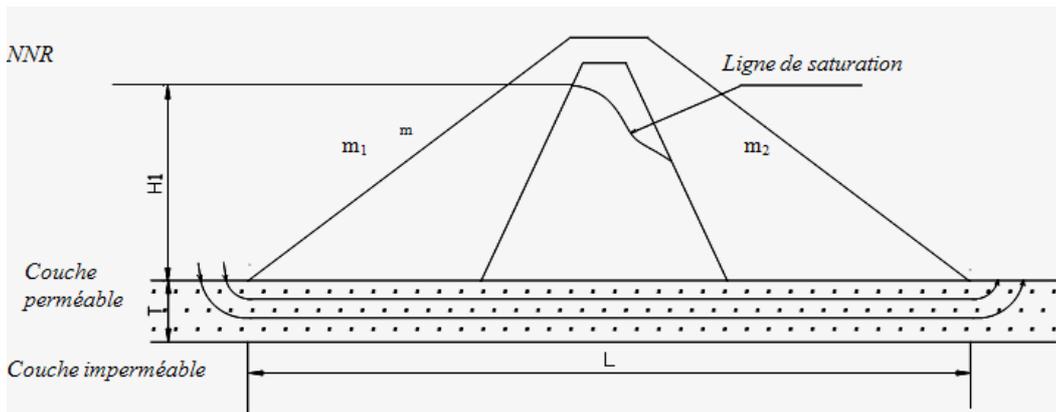


Figure VI.7 : Schéma de calcul d'infiltration

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

Tableau : VI.11 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

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

$$J_f = \frac{\Delta H}{L + 0,88.T_c} \quad \text{D'où} \quad J_f = \frac{11,6}{100 + 0,88.2} = 0,11$$

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 $J_{cr} = 1,2$ ».

On trouve : $J_f = 0,11 < 1,04$

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

VI.11.Laminage des Crues :

Le calcul de laminage a pour but de dimensionner la largeur du déversoir, ainsi que le niveau forcée des eaux « NPHE », qui dépend de la capacité de l'évacuateur de crue.

Cet ouvrage est prévu pour évacuer les crues maximales sans risque de dommage pour la digue.

Le choix de largeur de déversoir doit être fiable et économique tout en utilisant plusieurs méthodes parmi lesquelles on peut citer la méthode de Kotcherine qui est une méthode grapho-analytique. se basant sur les principes suivants :

- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette auNNR.
- Les pertes par infiltration et évaporation sont négligées au moment de lacrue.
- Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversant selon une fonction linéaire. Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule:

$$Q = m.b.\sqrt{2.g}.H^{3/2}$$

m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0,48.

b : largeur du déversoir en m.

H : charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$b = \frac{Q}{m.\sqrt{2.g}.H^{3/2}} \text{ D'où } b = \frac{51,5}{0,48.\sqrt{2.9,81}.2^{3/2}} = 8,5m$$

Chapitre VII Ouvrages annexes

Chapitre VII Ouvrages annexes

VII.1. Introduction

Pendant l'élaboration d'un projet de barrage, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes qui sont considérablement liés à la sécurité et à l'exploitation des barrages. La conception de ces ouvrages doit tenir compte du type de barrage, sa fondation, la géologie des rives de la vallée, ainsi que la topographie du site et l'occupation du site en aval.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de vidage de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.

VII.2. Evacuateurs de crues

L'évacuateur de crues doit être en mesure de débiter la plus grande crue calculée, sans que le barrage soit submergé et sans créer d'érosion en aval risquant d'endommager l'ouvrage.

VII.2.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- Les difficultés de réalisation.
- Les exigences topographiques du site.
- Les exigences géologiques de la fondation.
- La facilité d'entretien.
- La facilité de modification.
- Le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories :

- Les évacuateurs à surface libre appelés déversoirs.
- Les évacuateurs vannés de fond ou de demi-fond : par puits noyé.

VII.2.2. Différents types des évacuateurs decrues

Evacuateurs de crues de surface ou latéral :

Les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option en termes de fiabilité, simplicité, sécurité, coûts de construction et maintenance. Ils ne nécessitent aucune intervention humaine pour leur fonctionnement et ne sont donc pas susceptible de tomber en panne en cas de crue, L'évacuateur de surface est le plus répandu en raison de sa facilité d'implantation et ses avantages hydrauliques.

VII.2.3. Choix de lavariante

L'évacuateur de crue latéral s'adapte rigoureusement à notre site, du fait que les excavations seront réduites. L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal peut être envisagé, puisque la largeur déversant n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique. Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal en rive gauche de la vallée.

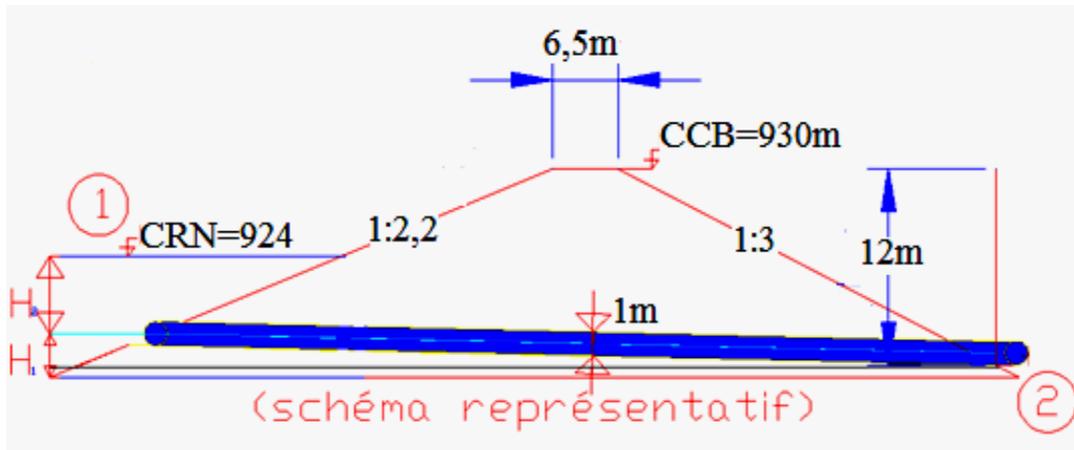
VII.3. Vidange de fond

La conduite de fond s'avère nécessaire pour curer le réservoir de la vase, l'entretien et les réparations éventuelles du barrage. Aussi elle aura pour rôle la dérivation des eaux de l'oued lors de la période de construction. Lors des crues elle fonctionnera en parallèle avec l'évacuateur de surface.

Pour notre barrage on prévoit, pour la vidange de fond, une conduite en béton préfabriqué ayant un diamètre de 0.7 m, une chambre de vanne, un bassin d'amortissement et un canal évacuateur.

VII.4. Dimensionnement de la conduite

Il dépend du temps utile pour faire vidanger le réservoir.



En appliquant l'équation de Bernoulli entre les sections (1) et (2)

$$\text{On obtient : } Z_1 + \frac{P_1}{\bar{\omega}} + \alpha \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\bar{\omega}} + \alpha \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H$$

Avec : $Z_2 = 0$ (référence)

$$Z_1 = H_1 + H_2 = H$$

$V_1=0$: vitesse dans le réservoir

$V_2=V$: Vitesse à la sortie de la vidange

$$\begin{cases} P_1 = P_a \\ P_2 = P_a \end{cases} \text{ Pression atmosphérique.}$$

ΔH : pertes de charge dans la conduite

$$\Delta H = \sum H_{\text{Singulières}} + \sum H_{\text{Linéaires}}$$

$$\text{D'où : } Z_1 + \frac{P_a}{\bar{\omega}} + 0 = 0 + \frac{P_a}{\bar{\omega}} + \alpha \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H$$

$$H = \alpha \frac{V_2^2}{2g} + \sum \xi \frac{V_2^2}{2g} + \lambda \frac{L}{D} \cdot \frac{V_2^2}{2g} = \frac{V_2^2}{2g} \left(\alpha + \sum \xi + \lambda \frac{L}{D} \right)$$

$$H = H_1 + H_2 = \alpha \frac{V_2^2}{2g} + \sum \xi \frac{V_2^2}{2g} + \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V_2^2}{2g} = \frac{V_2^2}{2g} \left(\alpha + \sum \xi + \lambda \frac{L}{D} \right)$$

$$\sqrt{\alpha + \sum \xi + \lambda \frac{L}{D}}$$

On pose $\mu = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \sum \xi + \lambda \frac{L}{D}}}$

Avec :

α : coefficient de SAINT-VENANT $\rightarrow \alpha = 1.0$ pour les conduites en charge.

$\sum \xi$: somme des pertes de charges singulières

$$\sum \xi = \xi_{\text{grille}} + \xi_{\text{entrée}} + \xi_{\text{Vanne}} + \xi_{\text{Sortie}}$$

$$\xi_{\text{grille}} = 0.2.$$

$$\xi_{\text{vanne}} = 0.25$$

coins de la conduite arrondies

$$\xi_{\text{sortie}} = 1.0 \text{ pour une sortie à arrête vive}$$

$$\rightarrow \sum \xi = 0.2 + 0.25 + 0.52 + 1.0 = 1.97.$$

$L = 100\text{m}$: longueur de la conduite de vidange

Soit $D = 1\text{m} = 1000\text{mm}$: diamètre de la conduite

H : différence de niveau entre la côte considérée et la côte du plan de référence.

A partir du niveau CRE on obtient :

$$H = H_{\text{max}} = 927,8 - 912 = 15,8\text{m}$$

Pour le calcul de Q_{max} évacué par la conduite on détermine la valeur de la vitesse :

$$V_0 = \frac{\sqrt{2gH}}{\sqrt{\alpha + \sum \xi + \lambda \frac{L}{D}}}$$

λ : coefficient qui prend en compte le frottement le long de la conduite (coefficient de pertes de charge ou de résistance).

Il est en fonction du nombre de REYNOLDS et la rugosité relative $\frac{K}{D} \rightarrow \lambda = F\left(\frac{K}{D}\right)$ où k est la rugosité absolue de la conduite qui dépend de la nature des parois de la conduite pour notre conduite de fond ($D = 1000\text{mm}$) on a opté pour une conduite en béton préfabriqué : $k = 0.4$ (voir A. LENCASTER).

λ se détermine par itérations ; pour une première approximation, on a :

$$\lambda = F\left(\frac{K}{D}\right) = F\left(\frac{0.4}{1000}\right) = 0.0004$$

A partir du diagramme de MOODY on obtient $\lambda = 0.0175$.

$$V_0 = \frac{\sqrt{2gH}}{\sqrt{\alpha + \sum \xi + \lambda \frac{L}{D}}} = \frac{\sqrt{2 \cdot 9,812}}{\sqrt{1 + 1,97 + \frac{0,0175 \cdot 100}{1}}} = 7,06 \text{ m/s}$$

$Re = \frac{v_0 D}{\nu}$: Nombre de REYNOLDS

N : viscosité cinématique de l'eau = $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ pour une température moyenne de l'eau dans la conduite de fond $t = 20,00^\circ\text{C}$.

$$Re = \frac{7,06 \cdot 1}{10^{-6}} = 7,06 \cdot 10^6$$

A partir du diagramme universel de MOODY on obtient :

$$\lambda_1 = F\left(Re; \frac{K}{D}\right) = F(4,62 \cdot 10^6; 0,0004) \rightarrow \lambda_1 = 0,018$$

Ainsi le débit évacué par la conduite sera égal à :

$$Q_{max} = v_0 \cdot S = 7,06 \cdot \frac{\pi D^2}{4} = 7,06 \cdot \frac{\pi (1)^2}{4} = 5,54 \text{ m}^3/\text{s}$$

VII.5. Calcul de la hauteur du canal

On opte pour un canal trapézoïdal de pente = 1

$$Q = \Omega \cdot C \cdot \sqrt{RI}$$

$$Q = 5,54 \text{ m}^3/\text{s}$$

$I = 0,01$ (pente de l'Oued)

$$R = \frac{\Omega}{B} = \frac{bh + mh^2}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}} = \frac{2h + h^2}{2 + 2h\sqrt{2}}$$

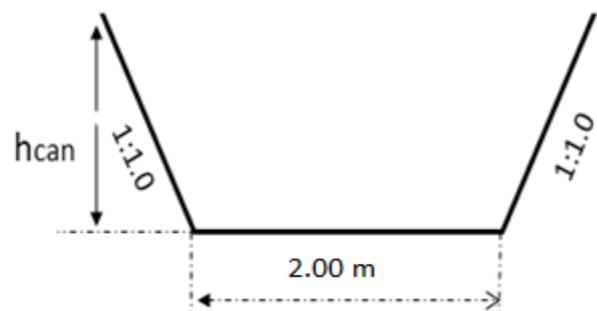
$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} = \frac{1}{n} \left(\frac{2h + h^2}{2 + 2\sqrt{2} \cdot h} \right)^{1/6}$$

$$D'où Q = (2h + h^2) \cdot \frac{1}{n} \left(\frac{2h + h^2}{2 + 2\sqrt{2}h} \right)^{1/6} \cdot \left(\frac{2h + h^2}{2 + 2\sqrt{2}h} \right)^{1/2} \cdot \sqrt{I}$$

$$\rightarrow 5,54 = 7 \cdot \frac{(2h + h^2)^{5/3}}{(2 + 2\sqrt{2}h)^{2/3}} = 7 \cdot \frac{(2h + h^2)^{1,666}}{(2 + 2\sqrt{2}h)^{0,666}}$$

$$\boxed{h_{can} = 0,56 \text{ m}}$$

D'où $h_{can} = 0,6 \text{ m}$



VII.6. Conclusion

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage dans ce cas, on doit éviter tout sous-dimensionnement de chaque ouvrage.

Dans ce chapitre, et après avoir analysé la topographie du site, nous avons opté pour un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal qui présente des avantages importants. Pour le dimensionnement de cet évacuateur, la vitesse d'approche dans est de 1.35 m/s. Pour ce qui est du déversoir, il a été dimensionné selon un profil de type Creager pour mieux anticiper les chutes et éviter l'érosion régressive. L'évacuateur de crues se termine par un bassin d'amortissement à ressaut de type II et de longueur égale à 13 m avec des blocs de chute.

Étant donné la capacité de la retenue (inférieure à un million m³), la vidange de fond (confondue avec la prise d'eau) a été dimensionnée pour un diamètre de 400 mm, ceci pour évacuer un débit correspond au volume utile de la retenue.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Le présent travail concerne l'analyse de la stabilité des barrages en terre, en tenant compte des caractéristiques des matériaux constituant le barrage.

L'analyse de la stabilité des talus est une opération complexe dans la mesure où une multitude d'aspect s'interfèrent, notamment l'incertitude sur les paramètres de résistance du sol.

Le mécanisme de rupture est en outre complexe et n'est décrit par les méthodes de calcul de stabilité des talus que d'une manière simpliste.

Les méthodes analytiques sont les plus habituelles en analyse de stabilité mais elles nécessitent une prédétermination des lignes de rupture.

Les barrages en remblai peuvent être affectés par un ensemble de désordres, colmatage, perte d'étanchéité, glissement, érosion..., qui influencent la performance de l'ouvrage et de ses composants.

Le problème principal de sécurité est d'identifier l'érosion interne à un stade précoce, les méthodes de suivi des infiltrations et de détection de l'érosion interne ont une grande utilité pour l'évaluation de la sécurité.

Les risques de rupture peuvent être dû à l'érosion des sols fins constituant le noyau, à l'érosion des couches de fondation, aux problèmes de stabilité résultant de fortes pressions interstitielles, aux écoulements internes avec des gradients élevés, à la submersion du barrage, ou aussi aux effets d'un séisme.

L'étude de la stabilité des talus d'un barrage est la partie essentielle de conception des barrages en terre.

A travers l'étude des infiltrations dans le barrage de DAHMOUNI, on a constaté que le phénomène d'infiltration est fortement lié aux paramètres de sécurité du barrage.

Les choix conceptuels des systèmes de drainage pour les barrages en terre doivent tenir compte d'un certain nombre de paramètres : géométrie et dimensions, types (tapis ou cheminée), anisotropie des matériaux de remblais, position (central ou translaté à l'aval) et des critères économiques.

Quelque soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltration dans son massif.

IL n'existe pas d'étanchéité parfaite pour ce type d'ouvrage. La maîtrise des écoulements doit être recherchée de telle manière que les paramètres liés aux infiltrations restent en dessous des paramètres critiques (débit, pressions interstitielles, gradients hydraulique...et). La conception des dispositifs de drainage constitue une préoccupation majeure en vue de leur rôle dans la sécurité des barrages.

Les drains et les filtres sont des organes qui assurent la stabilité des barrages, enterre, ainsi que sa fondation. Le choix de leur emplacement et de leur dimensionnement sont à l'origine de leur utilité et efficacité. Ces choix conceptuels doivent tenir compte des aspects techniques de sécurité et des aspects économiques pour la rationalisation des coûts correspondants.

Les drains dans les barrages en terre ont une multitude de fonctions très variées: 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, et garder une grande partie du remblai non saturé afin de conserver les caractéristiques géotechniques du matériau utilisé, décompresser la fondation et donc minimiser les pressions interstitielles et activer en dernier la consolidation du remblai.

La vérification des conditions de stabilité hydraulique et mécanique nous a permis de passer à l'étude des ouvrages annexes qui complètent le projet de construction du mur du barrage sans les quels sa construction serait insignifiante et son existence sans valeur.

Enfin et pour conclure ce mémoire, on avouera que ce travail nous a aidé à assimiler plus de renseignements sur ce qu'on a appris dans nos études et on ne saura jamais exprimer nos remerciements envers les enseignants qui ont fait de leur mieux, eux aussi, pour nous léguer de leur savoir.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] -Schlosser, F. (1988). Eléments de mécanique des sols. Presse de l'école nationale des Ponts et Chaussées.
- [2] - Degoutte, G. and P. Royet (1999). Aide-mémoire de mécanique des sols, ENGREF.
- [3] - Bouzid, T. (2010). Les barrages et la politique hydraulique en Algérie: état, diagnostic et perspectives d'un aménagement durable. These de doctorat, Université de Mentouri– Constantine.
- [4] - Alonso E. (2008). Barrages en remblais. Cemagref.
- [5] - Comite Internationale des Grands Barrages : Barrages en remblai : protection du talus amont, bulletin 91, 121p
- [6] - Costet et Sanglerat G. 1981 : Cours pratique de mécanique des sols, Edition Dunod.
- [7] - Gerard Degoutte : Petits barrages, recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi. Edition Cemagref 1997.
- [8] - Comite Internationale des Grands Barrages : Filtres et transition pour barrages en remblai. Bulletin 55, 129p.
- [9] - Touaibia.B et Benlaoukli.B 2004 : Introduction au dimensionnement des retenus collinaires. ENSH Blida Algérie
- [10] - Durand. Y 1997 : Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale. Edition Cemagref France
- [11] - Post, G., &Guerber, P. (1973). Conception du drainage dans les barrages en terre. La HouilleBlanche, (5-6), 467-476.

- [12] - Allal M. A., (1999), ''Comparaison entre Différentes Méthodes d'Analyse de Stabilité des Pentés : Etat de l'Art et Perspectives, Colloque Maghrébin de Génie-Civil, Annaba, Algérie''.
- [13] - Rodríguez, B. A. and S. La Rosa (2004). Manuel de conception et projets typiques des digues en terre.
- [14] - Varlet ,H. (1966). Barrages réservoirs. Barrages en terre et en enrochements. Tome 3. Eyrolles.Paris.
- [15] - Post.G, Londe.P: Barrage en terre compactée pratique américaines. Edition Gantier Villars, Paris. France
- [16] - Belkonov.J, 1981 : Barrage en matériaux locaux. Tipaza. Algérie
- [17] - SCHLOSSER .F, (1989). 'Éléments de mécanique des sols.., Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris
- [18] - Zerga M. W., Slimani F., 2001, Introduction a l'Analyse de la Stabilité des Pentés par la Méthode des Eléments Finis (programmation sous CASTEM 2000), Projet de Fin d'Etudes sous la direction de M. A. Allal et A. Megnounif, Département de Génie-Civil, Faculté des Sciences de l'Ingénieur, Université A. Belkaid, Tlemcen, Algérie.