

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'EXECUTION D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR
OUED EL AYARIA (W.MEDEA)**

PRESENTE PAR :
BENKESSIOUER HASSEN

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
M.D.BENSALAH	M.AA	Examineur
A.ADDOU	M.A.A	Examinatrice
I.ZAIBAK	M.A.B	Examineur
C.SALHI	M.A.B	Promotrice

Session - 2015

Remerciement

JE REMERCIE LE TOUT PUISSANT, POUR M'AVOIR DONNÉ LA SANTE, LE COURAGE ET LA VOLONTÉ D'ÉTUDIER ET POUR M'AVOIR PERMIS DE RÉALISER CE MODESTE TRAVAIL DANS LES MEILLEURS CONDITIONS.

J'AIMERAIS EXPRIMER MA GRATITUDE POUR LA PATIENCE, LE SOUTIEN ET L'AIDE QU'A PU M'APPORTER MA PROMOTRICE M^{ME} : C. SALHI AINSI QUE MR : BOUKHLIFA POUR CES ORIENTATION ET SON COMPRÉHENSION.

MES REMERCÎMENTS ÉGALEMENT À :

TOUS CEUX QUI ONT CONTRIBUÉ DE LOIN OU DE PRÈS À LA RÉALISATION DE CE TRAVAIL ;

TOUS LES ENSEIGNANTS QUI ONT CONTRIBUÉ À MA FORMATION DU PRIMAIRE JUSQU'AU CYCLE UNIVERSITAIRE,

AUX MEMBRES DU JURY QUI FERONT L'HONNEUR D'EXAMINER MON TRAVAIL.

ENFIN UN GRAND MERCI TOUT SPÉCIAL À MA FAMILLE, À MES PARENTS QUI M'ONT PERMIS DE POURSUIVRE MES ÉTUDES, À MES FRÈRES, AINSI QU'À TOUS MES AMIES QUI N'ONT CESSÉ DE ME SOUTENIR ET DE M'ENCOURAGER AU COURS DE MES ANNÉES D'ÉTUDE ET DE M'AVOIR PLUS D'UNE REMONTE LE MORAL. QU'ILS TROUVENT ICI L'EXPRESSION DE MA PROFONDE RECONNAISSANCE.

Dédicace

JE DÉDIE CE MODESTE DE TRAVAIL À TOUS CEUX QUE J'AIME MAIS SURTOUT :

A MES PARENTS QUI ONT TOUJOURS ÉTÉ LES ÉTOILES DE MON CIEL ET ONT ALLUMINÉ MON CHEMIN DEPUIS MA NAISSANCE, J'EN LES REMERCIERAI JAMAIS ASSEZ (MA MÈRE ZINEB ET MON PÈRE ALI QUE DIEU ME LES GARDE) ;

A MES FRÈRES : BOUABDALAH ET SA FEMME, MOHAMED ,ABDALATIF,SIDALI,AMINA ET OUIDED.

A MES AMIS : MOHAMED³, KHAIR DINE, HICHEM³, CHEMS EL DINE, AYOUB²,BOUDIAF²,ABDALAH,TAHAR,MEHDI,ABDLHAK,KHALED,YASSER,RIAD,ZAKI,REDOUENE, RACHID,HOUSSINE,OUSSAMA,NOUR EL HOUDA²,TINHINAN ,ZINEB,IMENE.SOAUD.

EN FIN Q'IL TROUVENT ICI MES SINCÈRES EXCUSE, TOUS CEUX LEURS NOMS NE FIGURENT GUÈRE

ملخص:

قمنا من خلال هذا العمل بدراسة شاملة على مستوى واد العيارية (ولاية المدية) من أجل إنشاء حاجز مائي، الذي يعمل على توفير المياه من أجل سقي الأراضي الفلاحية المجاورة للمنطقة.

بعد دراسة معمقة وشاملة لمختلف الجوانب، الجيولوجية، الهيدرولوجية والطبوغرافية، فقد قمنا باختيار الاقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي وتحققنا من ثباته. أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح دقيق يضم مختلف مراحل الإنجاز

Résume

Dans ce travail, nous avons fait une étude complète sur oued EL AYARIA commune d'EL AOUINET (Wilaya de MEDEA) pour réaliser une retenue collinaire, qui doit faire la possibilité d'irriguer les terres agricoles avoisinantes.

Après une étude précise et complète des différentes étapes (géologique, hydrologique et topographique), nous avons choisi la variante adoptée, puis on a implanté la digue et on a vérifié sa stabilité. Pour la réalisation nous avons donné une application complétée contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract :

In this modest work, we made a complete study on oued EL AYARIA (wilaya of MEDEA) to carry out a small dam, which must make the possibility of irrigation the neighbouring arable lands.

After a precise and complete study of the various stages (geological, hydrological, topographic), we chose the adopted alternative, then one established the dam and one checked his stability. For the realization we gave an expansion supplements containing the various stages of calculation.

Sommaire

I. ETUDE TOPOGRAPHIQUE	
I.1 GENERALITE SUR LES BARRAGES	01
I.2. Situation géographique de site	02
I.3. Choix de site de barrage	03
I.4. Caractéristiques morphologique	04
I.5. Conclusion	05
II. ETUDE GEOLOGIQUE	
II.1 INTRODUCTION	06
II.2 GEOLOGIE REGIONALE	06
II.2.1 Stratigraphie	06
II 2.2 Géologie du site et de la cuvette	09
II.3 Sismicité	11
II.4 Zone d'emprunt –Matériaux de construction	12
II.5 Etude géotechnique	12
Prospection géotechnique du terrain	12
II.5.1 Résultats des essais géotechniques (Matériaux de construction)	12
Essais physiques	13
• Limites d'Atterberg	13
Essai Oedométrique	14
Essais Proctor Normal	15
• Essais mécaniques	15
6. Recommandations	16
III . Etude Hydrologique	
III.1 Introduction	17
III.2. Caractéristiques générales du bassin versant	17
III .2.1. Caractéristiques morphométriques	17
A- Paramètres géométriques	18
B- Caractéristiques hydro morphologiques	18
Indice de compacité de Gravelieus (Kc)	18
• Coefficient d'allongement	18
• Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius	18
• Courbe hypsométrique	19
Indice de pente de roche Ip	21
III .2.2 Réseau d'écoulement	22
• Densité de drainage Dd	23

• Densité du thalweg élémentaire.....	24
Coefficient de torrentialité.....	24
Temps de concentration du bassin versant t_c	24
• Vitesse de ruissellement.....	24
. 3.Etude des précipitations.....	26
III. 3.1 Précipitations annuelles.....	27
III.3.2 Précipitations maximales journalières.....	28
a) Ajustement des P_{jmax} à la loi de GUMBEL.....	29
b) Ajustement à la loi log-normal (GALTON)	30
III.3.4 Pluie de courtes durées.....	30
III.4- Etude des apports.....	31
III. 4.1.Apport moyenne annuel	31
a) Formule de l'ANRH.....	31
b) Formule de Derie II.....	31
c) Formule de MEDINGUER.....	31
d) Formule de SAMIE.....	32
III.4.2 Apport annuel fréquentiel.....	32
III. 5. Répartition intra annuelle de l'apport à 80 % (A80%).....	33
III.6 ETUDE DES CRUES.....	33
III.6.1. Méthode de SOKOLOVSKY.....	33
III.6.2 Méthode de TURRAZA.....	34
III. 6.3 hydrogramme de crue.....	35
III.7.Transport solide.....	36
a) Formule de TIXERONT.....	36
b) Formule de la SOGREAH.....	36
III.8 Etude de la Régularisation.....	37
III.8.1-Répartition des besoins.....	38
III.8.2- Répartition mensuelle de l'apport.....	38
II.8. 3 Répartition de l'évaporation.....	38
II.8.4-Courbes Hauteur – capacités – surface.....	39
III.8.5-Calcul de volume utile.....	40
II.8.6 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	40
1. Pertes par évaporation.....	40
2. Pertes par infiltration.....	41
II.9- Laminage des crues.....	43
II.9.1 Calcul du débit laminé par la méthode de KOTCHERINE.....	43
II.9.2 Estimation de la charge au-dessus du déversoir.....	43
III.10 Etude d'optimisation.....	46
III.10.1. Calcul du coût approximatif de la digue.....	46
III.10.1.1 calcul de la revanche.....	46
III.10.1.2. largeur en crête	47
III-10.1.3. Calcul du coût de la digue.....	48
III.10.2 . Calcul de cout de l'évacuateur de crue	50
III.10.3.calcul de cout total de barrage.....	51
III.10.4.Laminage pour un déversoir de largeur $b = 16m$	54

Chapitre 4 : Etude des variantes

IV.1 INTRODUCTION.....	57
IV.2 : Types des barrages en remblai envisagé.....	57
IV.2.1 : Barrage homogène.....	57
IV.2.2 : Barrage en enrochements à noyau en argiles (Barrage zoné).....	58
IV.2.3 : Barrage en enrochement à masque en béton.....	58
IV.3 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE.....	58
IV.3.1 DEFINITION DE PROFIL GENERAL DE LA RETENUE.....	58
V.3.2 Hauteur de barrage et la largeur en crête.....	58
IV.3.3.La longueur en crête.....	59
V.3.4: Choix des pentes des talus.....	59
IV.3.5.Le volume du corps de barrage.....	60
IV.3.6.Variantes de la digue.....	60
•Evaluation du prix total des différents matériaux.....	60
IV3.7.Protection des talus.....	62
IV.4.DRAINAGES.....	66
IV.4.1 Prisme de drainage.....	66
IV.4.2 Tapis de drainage.....	67
IV.5.LA CLE D'ETANCHEITE.....	68
IV.6.LES HYPOTHESES DE CALCUL DE FILTRATIONS HYDRAULIQUES POUR LES BARRAGES EN TERRE	68
IV.6.1.Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite).....	70
IV.6.2.Calcul des fuites à travers la fondation.....	71
IV.6.3.Calcul des filtres.....	72
IV.6.3.1.Règles des filtres.....	72
IV.6.3.2 Détermination de la courbe granulométrique des filtres.....	72
IV.7.Calcul de stabilité	75
IV.7.1Généralité sur la stabilité des barrages (talus).....	75
IV.7.2. Conséquences de l'instabilité des talus.....	75
IV.7.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches.....	76
IV.7.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche	77
IV.7.5classement de la force.....	78
IV.7.6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	79
IV.8 Conclusion	80

Chapitre 5 : Etude des ouvrages Annexes

V. Introduction.....	81
V.1. ouvrage de prise.....	81

V.1.1 type de prise d'eau.....	81
a) Prise d'eau en charge.....	81
b) Prise d'eau flottante	82
c) Tour de prise.....	82
V.2. Ouvrage de vidange.....	82
V.2.1 Conduite de vidange en charge.....	82
V.2.2. Conduites à écoulement libre.....	82
V.3 choix de la variante.....	83
V.4 ouvrage d'évacuateur de crues.....	84
V.4.1 critères de choix de l'évacuateur de crue.....	84
V.4.2 Différents types des évacuateurs de crues.....	85
V.4.3 choix de la variante.....	86
V.5 Dimensionnement de la prise d'eau.....	87
V.6 dimensionnement de l'ouvrage de vidange.....	88
V.6.1 calcule de débit de vidange.....	88
V.6.2 Calcule hydraulique.....	88
Chapitre 6 : Etude de la variante choisie de l'évacuateur	
VI.1 : Introduction.....	90
VI.2 : Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues.....	90
VI.3 : Dimensionnement hydraulique.....	90
VI.3.1 : Canal d'amenée.....	91
VI.3.2 : Déversoir.....	91
VI.3.3 : Chenal d'écoulement.....	92
VI.3.3.1 : Profondeur critique.....	92
VI.3.3.2 : Pente critique.....	92
VI.3.4 : Calcul du convergeant.....	93
VI.3.5 : Le coursier.....	93
VI.3.5.1 : Largeur du coursier.....	93
VI.3.5.2 : Longueur du coursier.....	93
VI.3.5.3 : La profondeur critique.....	94
VI.3.5.4 : Pente critique.....	94
VI.3.5.5 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier.....	95
VI.3.6 : Dissipateur d'énergie.....	96
VI.3.6.1 : Dimensionnement du bassin.....	97
VI.3.6.2 : Longueur du bassin.....	97
VI.3.6.3 : Dimensionnement des blocs Chicanes.....	97
VI.3.7 : Canal de restitution.....	98
VI.3.7.1 : La hauteur critique.....	98
VI.3.7.2 : Pente critique.....	98
VI.3.7.3 : La vitesse de l'écoulement.....	98
VI.4 : Conception de l'évacuateur de crues.....	99
VI.4.1 : Hauteur des murs bajoyers.....	99

VI.4.1.1 : Hauteur des murs à l'entrée du déversoir.....	99
VI.4.1.2 : Hauteur des murs du chenal.....	99
VI.4.1.3 : Hauteur des murs au début du coursier.....	99
VI.4.1.4 : Hauteur des murs a la fin du coursier.....	99
Chapitre 7 : Organisation De Chantier	
VII.1 : Introduction.....	100
VII-2 Succession des travaux:.....	100
VII.3 Planification	103
VII.4. Devais estimatif du barrage et des ouvrages annexes.....	104
Chapitre 8 : sécurité de travail	
VIII. introduction.....	109
VIII.1.Conduite dangereuse dans le chantier.....	109
VIII.2.Action dangereuses	110
VIII.3.mesures préventives.....	110
VIII.4 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	110
VIII.5.conclusion.....	112

Liste des tableaux

Titre	
Tableau II .1: Détermination des limites d'Atterberg.....	14
Tableau II.2. Classification suivant l'indice de plasticité.....	15
Tableau II.3 : Résultats d'essai d'œdométrie.....	15
Tableau II.4 : Résultats des calculs.....	16
Tableau II.5 : Résultat d'essai de cisaillement.....	16
Tableau III.1 Répartition et courbe hypsométrique.....	20
Tableau III.2 Calcul de l'altitude.....	22
Tableau III. 3 : détermination de la pente M. Roche Ip.....	22
Tableau III.4 Classements des pentes.....	23
Le tableau III.5 résume toutes les caractéristiques du bassin versant.....	27
Tableau III.6 : Coordonnées de la station pluviométrique de Ain Boucif.....	28
Tableau III.7 : Répartition inter annuelle des précipitations annuelles : station d'Ain Boucif.....	29
Tableau III.8 : Caractéristiques de la série avec N = 38 ans.....	30
Tableau III.9: Pluies maximales journalières fréquentielles.....	31
Tableau III.10: Récapitulatif des résultats.....	33
Tableau III.11: Répartition mensuelle des apports.....	34
Tableau III.12: Valeur de α en fonction de la fréquence.....	34
Tableau III.13: Valeur de γ en fonction du bassin versant.....	35
Tableau III.14: Résultats de calcul du débit maximum fréquentiel par différentes méthodes.....	35
Tableau III.15: débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue.....	36
Tableau III. 16: valeur de K pour différents types de perméabilité.....	37
Tableau III.17: Valeurs de pour différentes perméabilités (Zaibak,2007).....	38
Tableau III.18: Répartition mensuelle des besoins en eau.....	39
Tableau III.19: Répartition mensuelle des apports.....	39
Tableau III.20 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	39
Tableau III.21: courbes topographiques et volumétriques.....	40
Tableau III.22: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	42
Tableau III.23 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	43
Tableau III.24 : Données initiales.....	47
Tableau III.25 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	47
Tableau III.26 :Récapilatif des résultats de calcul de la largeur de crete.....	50
Tableau III.27 : récapitulatif des résultats.....	51
Tableau III. 28 Cout de la digue.....	51
TableauIII.29cout de déversoir.....	53
Tableau III.30 Récitatif des prix totaux.....	53
Tableau III.31: les caractéristiques du barrage.....	55
Tableau III.32: Volume et débit déversant.....	56
Tableau III .33 : Le laminage :.....	57
Tableau IV.01: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	60
Tableau IV.2 : Les fruits des talus en fonction du type du barrage.....	61
- Tableau IV.03: Etude comparative de différentes variantes.....	63
Tableau IV.4. Valeurs de C en fonction de la pente du talus et de poids.....	65
Tableau IV.05. Résultats de calcul :.....	67
Tableau IV.6: Coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage.....	68
Tableau IV.07: Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	71
Tableau:IV.9 Le gradient d'infiltration critique :.....	73
Tableau:IV.10 Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage :.....	73

Tableau IV.11 : coefficient de stabilité des talus.....	78
Tableau IV.12 les différents valeurs de K en fonction de pente de talus.....	78
Tableau IV.13 Calcule des rayons pour les différentes valeurs de K.....	78
Tableau IV.14 : coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	82
Tableau V.1 : Type de vidange de fond en fonction de $H^2.\sqrt{V}$:.....	86
Tab.VI.1 : les coordonnées de profil :.....	93
Tableau VI.2 Calcul de profondeur normale.....	97
Tableau VI.03 : Ligne d'eau à pas d'espace de 10m.....	97
Tableau VII-1 : symboles des opérations.....	107
Tableau VII-2 : devis estimatif;.....	110

LISTE DES FIGURES

Titre	
Figure I.1: limitation administrative de la commune d'El Aouinet dans la wilaya de Médéa.....	02
FIGURE I.2 : emplacement de la digue.....	03
Figure I.3. carte d'état-major d' Ain Boucif.....	05
Figure II.1 extrait de la carte géologique N°137d' AIN BOUCIF, échelle 1/50.....	10
Figure II.2 profil géologique sur l'axe de la digue.....	11
Figure II.3 : carte de zonage sismique du territoire national –RPA99/APRES ADDENDA.....	12
Figure II.4 Abaque de plasticité de casagrande.....	15
Figure III.1 Courbe hypsométrique.....	21
Figure III.3: réseau hydrographique du bassin de la retenue.....	24
Figure III. 4 Répartition mensuelle de la précipitation.....	29
Figure III.5 : ajustement des Pjmax à la loi de Gumbel.....	30
Figure III.6 : Ajustement des Pjmax a la loi de log normale	31
Figure III. 7 : hydrogramme de crue.....	36
Figure III.8 : courbe capacité- Hauteur	41
Figure III.09courbe d'optimisation.....	54
Figure III.10. Courbe des débit déversant.....	56
Figure III.24: Hydrogrammes des débits entrant et sortant.....	58
Figure 01 Graphe de ligne d'eau.....	98
Figure : VII.1 Réseau a nœuds.....	108
Figure VII.2 diagramme de gant.....	109

Listes des planches :

Planche 1 : Vue en plan de l'aménagement sur oued EL Ayaria (W.Média)

Planche 2 : Profil en long de l'évacuateur de crues de la digue d'une retenue collinaire sur oued EL Ayaria (W.Média)

Planche 3 : Schéma de coupe de la digue

Planche 4 : Schéma de calcul de stabilité de la digue

Planche 5 : Coupes types de la digue pour les trois variantes

Introduction générale

L'Algérie, un pays en voie de développement, qui donne une grande importance aux ressources hydriques et les eaux de surface en particulier.

Et puisque la demande en eau d'irrigation est devenue de plus en plus importante, la politique algérienne se dirige vers la conception des retenues collinaires sur les différents endroits du pays à cause de leurs facilité d'exécution, adaptation aux reliefs algériens, et pour remplir les déficits, et améliorer ces services envers les citoyens.

La construction d'une retenue collinaire sur **Oued El AYARIA**, dans la wilaya de **MEDEA**, s'inscrit dans cette perspective qui vise à mobiliser les eaux de ruissellement et apports naturels de son bassin versant et les exploiter dans l'irrigation des terres environnantes.

De ce fait, le travail de ce mémoire de fin d'études consistera à concevoir une retenue qui puisse s'adapter aux conditions locales du milieu c'est-à-dire topographique, géologique et hydrologique, et aussi remplirait les objectifs généraux du projet.

Chapitre 1 : Etude topographique

Introduction :

Pour la réalisation d'un barrage il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation , en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques , géotechniques et hydrologiques de site .

Le but principal de l'étude topographique est d'établir des documents nécessaire pour les avants projets (plans ,cartes ...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes .

I.1 Généralités sur les barrages :

Les barrages sont des ouvrages destinés à retenir et à stockage de l'eau pour la restituer à des utilisateurs divers.

Ce sont des ouvrages hydrauliques, souvent importants très délicats du point de vue de leur conception, et de leur réalisation et de leur exploitation et qui nécessitent un entretien tres soutenu et soigné.

Le but principal du barrage d'après sa définition, est l'accumulation. Cette accumulation sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adopte l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins.

Enumérons les divers buts d'utilisation d'un barrage que l'on peut associer dans le même ouvrage :

1. Alimentation en eau potable.
2. Irrigation.
3. Production de l'énergie électrique.
4. Besoins industriels.
5. Autres buts (dilution des eaux usées, protection contre le charriage et l'envasement)

1.2.Situation géographique de site :

Le site de la retenue collinaire de AYARIA se situe dans la ville d' EL- AOUNET ,commune d'El-aouinet (figure I.1),et la daïra d'Ain Boucif Wilaya de MEDEA ,elle est limité au nord par la commune de Telat Douairs , au sud et ouest par la commune d' ouled maaref , et au est par la commune d'Ain Boucif .

Les coordonnées UTM : $x = 0508\ 033$ $y = 3970\ 798$ $z = 915\ m$

Le chef-lieu de commune d'El Aouinet de situe à 15 km à l'ouest du chef-lieu de Daira de Ain Boucif et à environ 45 km au Sud-Est de la Wilaya.

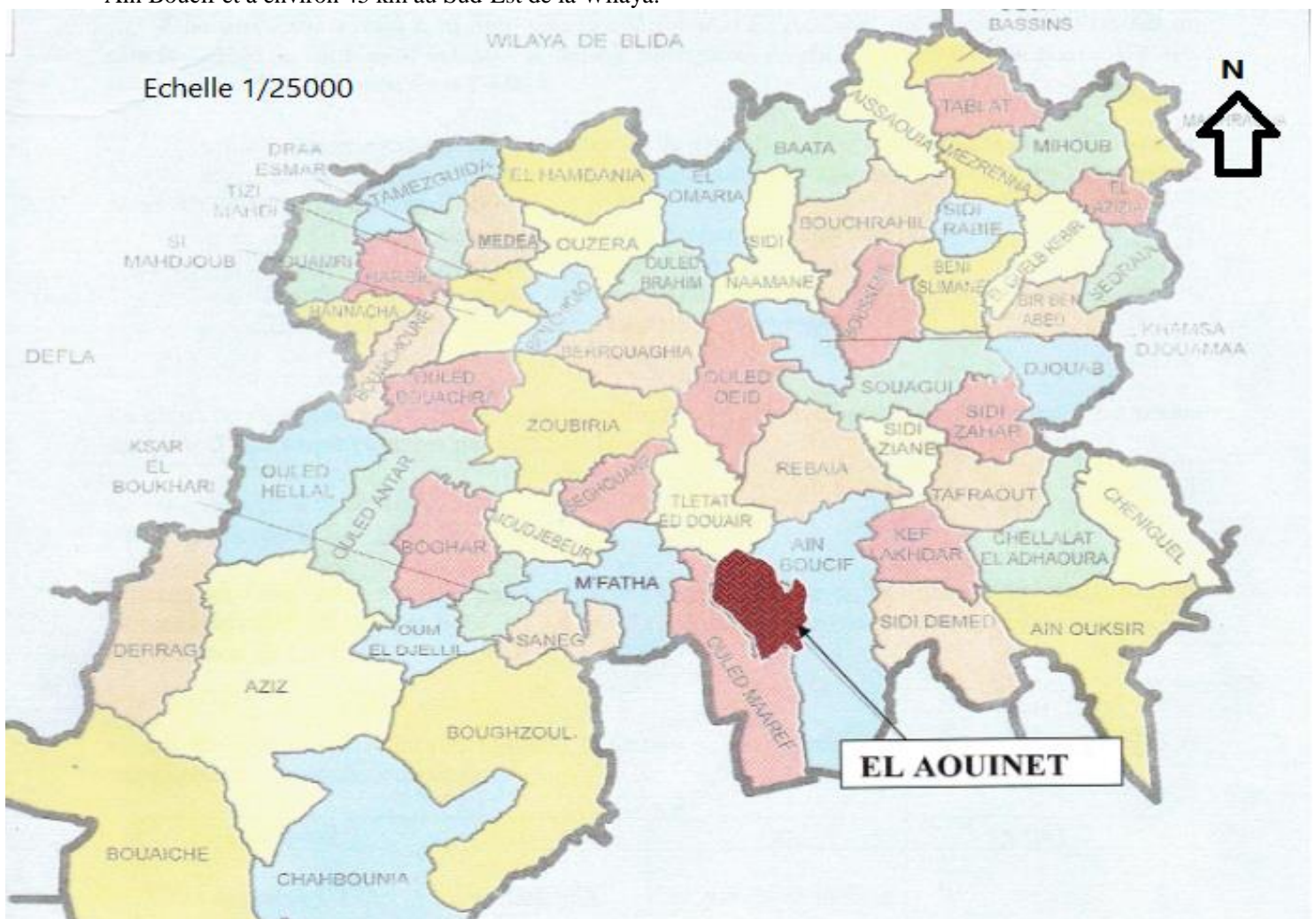


Figure I.1: limitation administrative de la commune d'El Aouinet dans la wilaya de Médéa

(source DHW Medea)

I.3 Choix de site de barrage :

Le choix d'un site d'apte pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques de site.

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'une retenue collinaire, on distingue les différents points suivants :

1. bonne géologie pour l'emplacement du barrage ;
2. garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans le barrage :
3. choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvres.
4. Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Sur la base des résultats géologiques et des conditions topographique, l'emplacement de l'axe le plus économique et le plus stable.

Sec coordonnées UTM sont :

X = 0508033 m

Y = 3970798 m

Z = 915 m



FIGURE I.2 : Emplacement de la digue

I.4.Caractéristiques morphologiques :

Le site d'Oued El AYARIA est caractérisé surtout par des chaînes montagneuses qui dominant la région sud de bassin versant.

La détermination de sous bassin fut établie sur la base des cartes état-major de AIN BOUCIF à l'échelle 1/50 000 feuille N°137-B8-C17 on permet délimiter le bassin de site.

I.5. Conclusion :

Si le sous-sol est imperméable, le cheminement de l'eau ne sera déterminé que par la topographie. Donc est évident que le site choisi (site sur oued El Ayaria) est meilleur du point de vue topographique (grandeur de la digue) et capacité de rétention dans différents niveaux.

De façon générale on peut dire que le site de la retenue de commune d' Aouinet est faisable du point de vue topographique.



Figure I.3. carte d'état-major de Ain Boucif (Source ANRH)

II.1 Introduction :

Les études géologique et géotechnique établies sur le site de la future digue vont permettre de recommander les types des ouvrages les mieux adaptés à implanter, en fonction de la nature du sol et de ses caractéristiques, ainsi leurs disposition en qualité et en quantité des matériaux de construction au voisinage du site.

L'objectif des études est donc répondre aux questions concernant :

La stabilité de la digue, l'étanchéité de son corps et de la cuvette.

La résistance de la fondation, son étanchéité et les traitements nécessaires si c'est le cas.

II.2 Géologie régionale :

La région d'Ain Boucif est située au sud du tell, en bordure des hautes plaines et constitue le cœur de la région naturelle de Titteri.

Le relief est accidenté avec de longues crêtes gréseuses, le point culminant est Kef El Mehadba à 1158 m (Kef Lakhdar chergui à 1464 m) d'altitude, et de manières générales l'altitude moyenne dans la région (des fonds des vallées) est de 900 m.

Les voies d'accès empruntent les combes marneuses Est-ouest allongées entre les Kefs gréseux (route de Tlatet douairs à Chelallet El Adhaoura « ex marginot » par Ain Boucif). et au sud d'Ain Boucif, une rupture des lignes de crêtes gréseuses, dues à des causes tectoniques, facilite la pénétration Sud-Nord (route de Ain Boucif à Birine) (source DHW MEDEA).

II.2.1 Stratigraphie

Du point de vue stratigraphique, la région peut être décrite comme suit :

- **Alluvions récentes « a »** : forment les basses terrasses des principaux cours d'eau et sont en générale des limons fins et cailloutis.
- **Alluvions anciennes « q »** : quant à elles quoique de même nature forment des terrasses situées entre 20 et 40 m au-dessus du niveau actuel des oueds, ces terrasses sont plus nettement observables sur le bassin versant tributaire des dépressions fermées du sud.
- **Eboullis de pente « A »** : sont observables en abondance le long de Kefs gréseux Oligocène et Miocène.

- **Pliocène « p_c »** Cailloutis : placage de grès grossier et de conglomérats continentaux; à peine supérieure à celles dans les hautes quaternaires.
- **Le miocène inférieur marin « mi »** : Au djebel mezelech débute par 20 m de marnes brunes plus ou moins sableuses a microfaune miocène pauvre. Au-dessus viennent 80 m de grès grossiers et marnes sableuses admettant plusieurs niveaux de conglomérats fins et deux horizons pétris de turritelles, puis 600à 700 m de marnes à intercalations gréseuses.

Plus au nord les grès deviennent dominants dans la série miocène, ce sont des grès fins tendres au modelé arrondi.

Le miocene est transgressif sur l'oligocène, mais la transgression pas démontrable sur la feuille Ain Boucif ou les contacts biseautés miocene – oligocène et les rares contacts directs Eocène-miocene visibles sont des surfaces de décollement, cette transgression est cependant visible sur les feuilles voisines (Source DHW.MEDEA)

Le faciès Oligocène de Boghari « OB » est distingué comme suit :

OB₁ : Le faciès grès et marnes de Boghari est représenté sur la feuille par les grands Kefs qui s'étendent d'Ouest en est, de part et d'autre d'Ain Boucif. Elle débute par 100 m de marnes sombres gypseuses, puis viennent des grès grossiers clairs tendres à intercalations marneuses. Au Kef lakhdar, le faciès est un peu différent. La base de la série est toujours constituée de marnes, mais sans gypse et avec des passées de grès grossiers à huitres. Ces marnes très riches en microfaune, témoignent d'un milieu plus franchement marin. Les grès qui surmontent sont massifs, grossiers en bancs épais, avec peu d'intercalations marneuses. L'épaisseur de la série gréseuse est de l'ordre de 1000 m au Kef lakhdar Chergui.

Au Nord Est de Kef Lakdar chergui, les marnes redeviennent dominantes et semblent superposées aux grès, mais par l'intermédiaire d'un contact anormal.

OB₂ : Le faciès à couches rouges de Kef Negailou :

Au djebel Mezelech l'étage comprend à la base 250m de grès massifs grossiers, formant des crêtes. Des dépressions correspondent à des grès plus argileux. Au-dessus viennent 180 m de grès grossiers .plus marneux, alternant avec des argiles et des sables argileux rouges.

Ces deux faciès de l'Oligocène sont, dans le cadre de synthèses plus vastes, groupés sous la dénomination de « Grès et marnes de Boghari ».

Le Lutétien supérieur-Bartonien (e¹) est distingué comme suit :

e^{1a} : Marnes bleu – noir à boules calcaires jaunes, ce faciès est largement répandu au nord d'Ain Boucif, et les marnes à lumachelles d'huitres occupant la plus grande partie de la couette et du bassin versant.

e^{1b} : Marnes à lumachelles d'huitres, qui sont représentées avec de faibles variations latérales, dans toute la feuille. On y distingue de bas en haut environ 180 m de marnes brunes et de lumachelles, puis 90 m de marnes, calcaires avec des grès grossiers subordonnés. Au sommet 280 m de marnes brunes dépourvus de macrofossiles, à microfaune de Lutétien supérieur et à Eocène supérieur. Dans la partie sud de la feuille d'Ain Boucif, cette assise est essentiellement marneuse, tandis qu'au Nord elle devient gypseuse et son sommet est marqué par des bancs de grès glauconieux.

L'Yprésien – Lutétien inférieur est distingué par :

E Yprésien –Lutétien inférieur,

Débutant par 50 mètres de calcaire marneux, glauconieux, phosphatés à minces passées gréseuses. A la base un horizon à silex existe mais rarement visibles car l'Yprésien est fréquemment laminé. Puis viennent une cinquantaine de mètres de grès quartzitiques ou calcaires, à grandes Nummulites, avec des intercalations marneuses.

Le Sénonien supérieur-Paléocène est distingué par :

- **Sénonien supérieur** : série de marnes grises à petites intercalations de calcaires crayeux et qui se termine par des niveaux glauconieux et phosphates.
- **Vraconien – Albien supérieur** : un petit affleurement de marnes et marno calcaires blancs, entouré à l'affleurement de marnes Maestrichiennes, a donné une microfaune d'Albien supérieur-Vraconien.
- **Albien** : Associée aux marnes et marno-calcaires vraconiens, on observe une langue d'argiles et de marnes à petits bancs de quartzites rouge ou violacés et de calcaires rubéfiés.

Affleure au NO de la feuille de Ain Boucif entre Kef Lakdar Rharbia et Koudiat Bou Guern.

- **Tiras** : marnes bariolés et gypses emballant des dolomies noires et des cargneules, jalonnant certains contacts anormaux.

Affleure au Sud de la feuille d'Ain Boucif, tout en aval du site retenu.

Du point de vue tectonique, l'autochtone certaine n'est représentée sur la feuille Ain Boucif que par les marnes du sénonien supérieur et du paléocène situées au nord-ouest de la feuille, prolongeant la come de Tlatet Douairs. Pourrait être également autochtone, le petit affleurement miocène parcant le placage pliocène à Koudiat el Douara mais d'une façon plus hypothétique encore, une partie du sénonien de la boutonnière d'Ain Boucif.

Après les dépôts du miocène et l'écoulement des nappes, on peut noter que les grands décrochements SO- NE ont rejoué, car ils se répercutent sur le modelé définitif de l'allochtone, certains mouvements sont même poste-pliocènes. En fin l'observation des terrasses d'alluvions permet de supposer que la subsidencedes petits bassins des hautes plaines s'est poursuivie à une époque très récente.

II 2.2 Géologie du site et de la cuvette :

De manière générale, le site proposé pour la réalisation de la future retenue collinaire sur oued Ayaria est d'une formation géologique d'âge : **lutétien supérieur(Bartonien) (e^{1b})**, qui est représentées par des faibles variations latérales. On y distingue de bas en haut environ 180m de marnes à très rare bancs de calcaires jaunes et de lumachelles, puis 90 m de marnes, calcaires et lumachelles à Ostréa Bogharensis avec des grès grossiers subordonnés. Dans la partie Sud de de la feuille d'Ain Boucif, cette assise est essentiellement marneuse, tandis qu'au Nord elles dévient gypseuse et son sommet est marqué par des bancs glauconieux .

Les formations géologiques sur l'ensemble de la cuvette sont de nature marneuse (figure II.1). De lit de l'oued est de formation marneuse avec présence d'alluvions et colluvions de quantité moins importantes, représenté par une quantité d'éléments à savoir : cailloutis et limons en provenance des reliefs voisins sans présence de végétation.

La coupe géologique du site est illustrée en figure II.1.

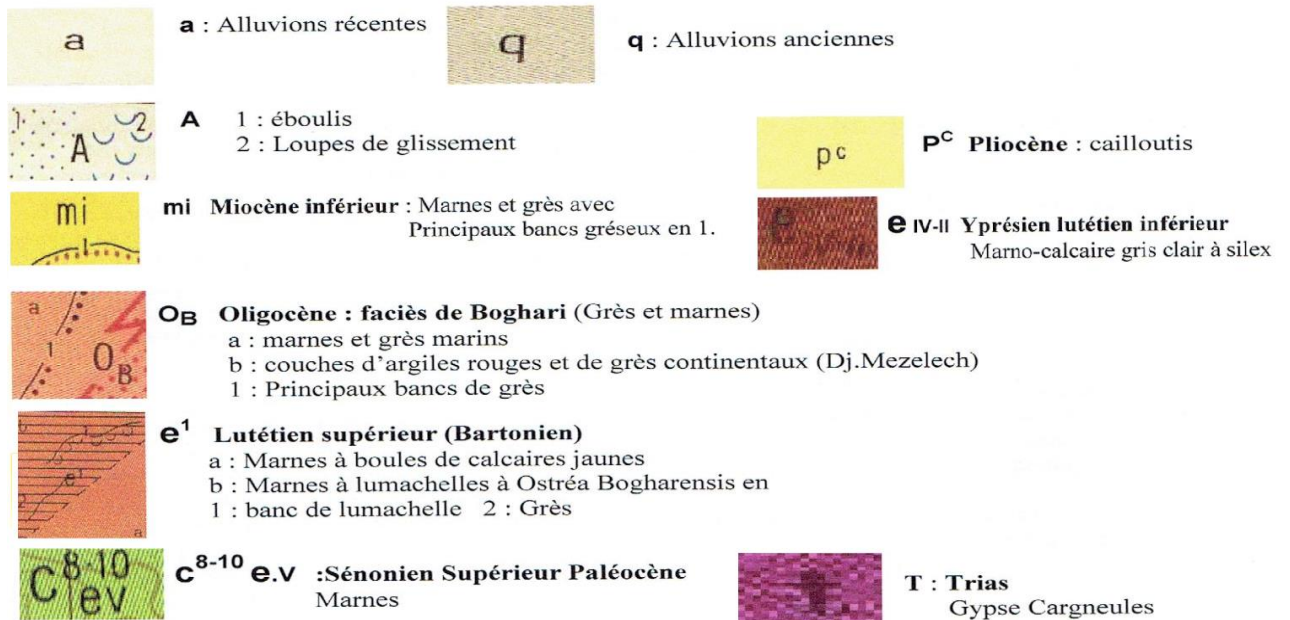
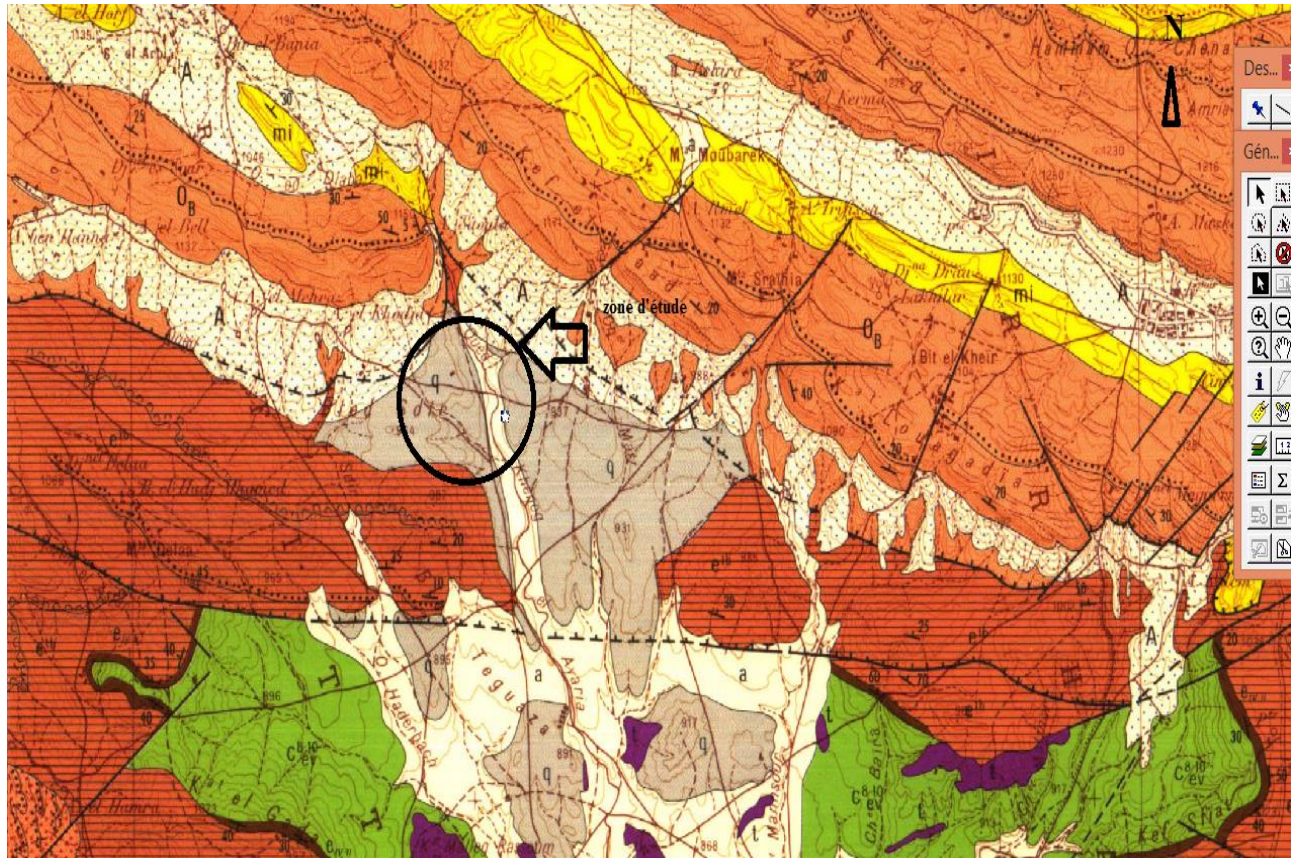


Figure II.1 extrait de la carte géologique N°137d'AIN BOUCIF, échelle 1/50 000.

II.3 Sismicité :

Sur le territoire national algérien le séisme n'est pas partout identifié, il existe quatre zones d'activités sismiques différentes qui sont (figure II.3) :

1. La bordure tellienne est la région où la sismicité est la plus fréquente et où d'importants séismes ont lieu. Cette importance sismique s'explique par le fait que cette région est directement impliquée dans l'affrontement de plaques européennes et africaines.
1. La région des hauts plateaux caractérisés par une sismicité pratiquement nulle.
3. La région de l'Atlas saharien présente une sismicité réduite. Quelques séismes ont pu être observés dans les monts des Ksour, Babors, Bibans et d'autres.
4. La région saharienne qui correspond à la plateforme africaine stable, sismicité nulle.

Pour notre site se trouve sur la bordure sud tellienne à la limite des hauts plateaux, donc la fréquence d'avoir un séisme de forte amplitude est presque nulle.

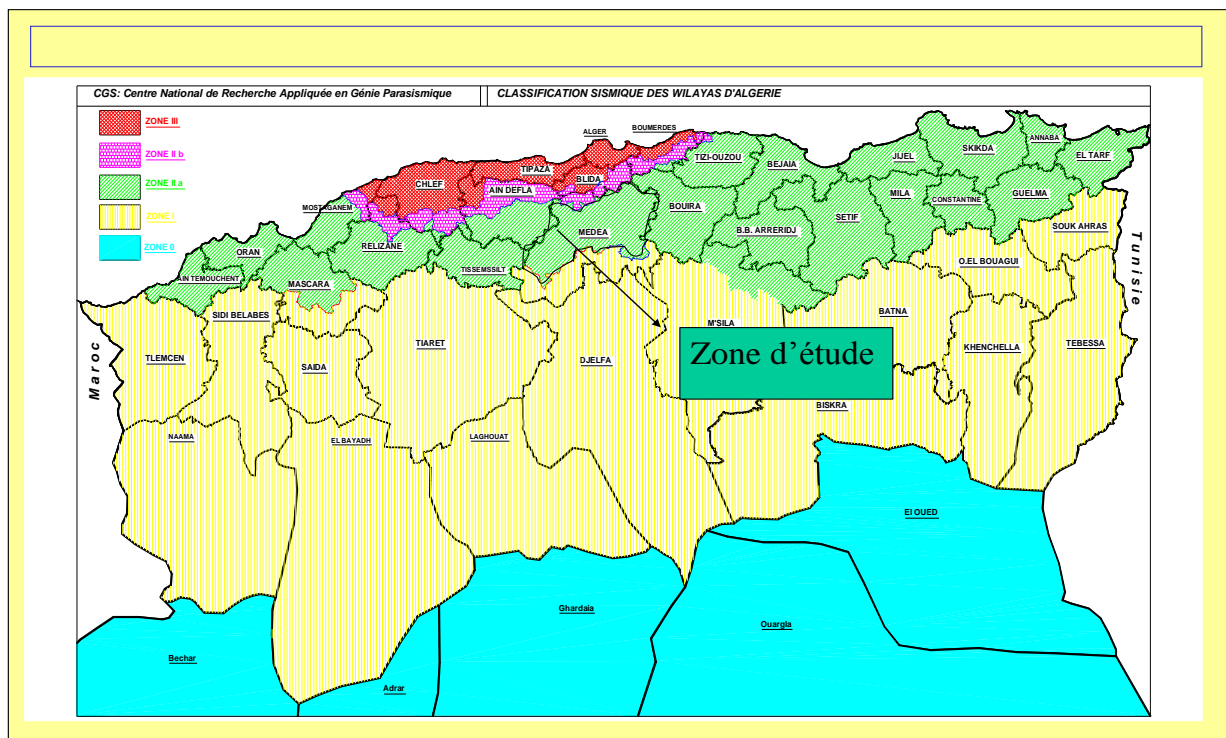


Figure II.2 : Carte de zonage sismique du territoire national (–RPA99- ADDENDA.2003)

II.4 Zone d'emprunt –Matériaux de construction

Les zones d'emprunt sont localisées à l'intérieur et à l'extérieur de la cuvette, non loin des alentours de l'ouvrage ; elles sont constituées essentiellement par des formations marneuses.

En attendant une étude plus approfondie de ces matériaux de construction, il est à retenir ce qui suit :

- Matériaux de remblai : les matériaux présents sur le site en quantité suffisante qui sont principalement les marnes pouvant servir de remblai pour la digue.
- Etanchéité : l'étanchéité de la cuvette est assurée par les formations marneuses qui occupent toute la surface.
- Enrochement : ces matériaux pour enrochement seront récupérer aux alentours du site à quelques centaines de mètres.

II.5 Etude géotechnique

L'étude géotechnique de cette retenue collinaire, basée essentiellement sur l'ensemble de reconnaissances effectuées sur terrain, durant lesquelles établi un programme des travaux de terrain (exécution des puits, tranchées et sondage) afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structure géo mécanique de sous-sol de fondation à différents niveaux des essais géotechniques et chimique de laboratoire.

II.6. Prospection géotechnique du terrain

Des sondages de reconnaissance ont été placés sur l'axe et sur deux rives du site à une profondeur de 6 m.

II.6.1 Résultats des essais géotechniques (Matériaux de construction)

Les échantillons prélevés dans les puits ont été soumis aux essais ci-dessous :

- Teneur en eau
- Granulométrie
- Limites d'Atterberg
- Proctor Normal
- Cisaillement

- Oedomètre
- Perméabilité

a. Essais physiques

- **Analyse granulométrique :(voir annexes N° A)**

Les résultats de l'analyse granulométrique montrent qu'on a un pourcentage très élevé de matériaux fins, les $< 80\mu$ représentent 70 %

Les courbes granulométriques sont étalées avec toutes les fractions : en moyenne

Cailloux : 12.14 %

Gravier : 6.31%

Sable grossier :11.98 %

Sable fin : 24.61%

Limon :25.45

Argile : 19.51 %

- **Limites d'Atterberg**

Les résultats des essais sont présentés dans le tableau II.1.

Tableau II .1: Détermination des limites d'Atterberg (source DHW.MEDEA)

sondage	Prof(m)	Limite de liquidité (WL)%	Limite de plasticité (WP)%	indice de plasticité (IP)%
s1	3	49	21	22.918
s2	3	36	21	23.120

La classification de ces matériaux selon l'abaque de Casagrande (figure II.4) et le tableau II.2 révèle :

- sondage :S1 : (Ip moy = 22.918)
- ,sondage S2 : (Ip moy =23.120)

Donc on a un sol argileux peu plastique.

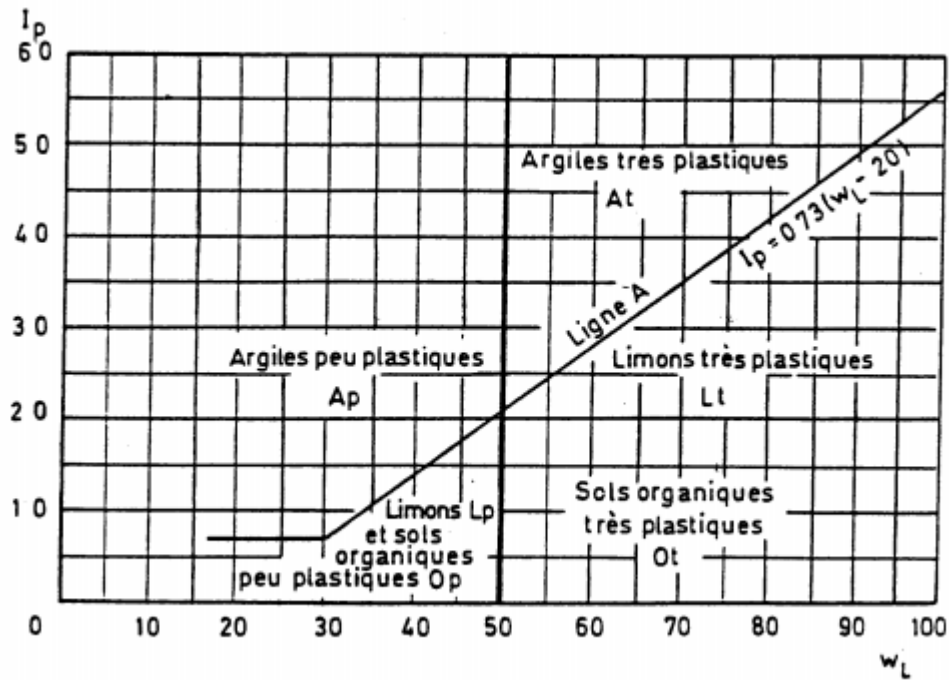


Figure II.4 Abaque de plasticité de casagrande

- **Essai Œdométrique**

Les résultats des essais sont affichés dans le tableau II.3

Tableau II.3 : Résultats d'essai d'œdométrique

sondage	Prof(m)	pression de consolidation (Pc)	coefficient de compressibilité (Cc)	Coefficient de gonflement (Cg)
s1	3	0,449	0,168	0,025
s2	3	3,194	0,094	0,018

- **Sondage S1**

Les résultats de l'essai donne un Cg moyen = 0,025 correspondant à un sol très peu gonflant, Cc donne une valeur moyenne de 0.168 correspond à un sol moyennement compressible.

- **Sondage S2**

Les résultats de l'essai donne un Cg moyen = 0,018 correspondant à un sol très peu gonflant , Cc donne une valeur moyenne de 0.094 correspond à un sol moyennement compressible.

• **Essais Proctor Normal :**

Les résultats des essais Proctor sont présentés dans le tableau II.4.

Tableau II.4 : Résultats des calculs

Sondage	Prof	teneur en eau w%	Densité humide	Densité sèche
S1	1,5	15.29	1.76	1.52
	3	14.8	1.79	1.53
	6	17.89	1.98	1.61
S2	1.5	16.59	2.45	1.58
	3	15.2	2.01	1.54
	6	18.55	1.85	1.56

Les essais Proctor effectués donnent les résultats suivants:

Profondeur 3 m :

(wopt = 14.8% .Densité seche optimale : 1.98 g/cm³)

Profondeur 6 m :

(wopt = 15.2% .Densité seche optimale : 2.01 g/cm³)

On constate que la densité de ces sols est relativement moyenne.

Essais mécaniques :

• **Essais de cisaillement :**

Les résultats sont présentés dans le tableau II.5.

Tableau II.5 : Résultat d'essai de cisaillement

sondage	Prof(m)	pression de consolidation (Pc)	coefficient de compressibilité (Cc)	Coefficient de gonflement (Cg)
s1	3	0,449	0,168	0,025
s2	3	3,194	0,095	0,018

1. Sondage S1 :

Profondeur 3m :

Cohésion C = 0.7 bar, et angle de frottement $\Phi = 20^\circ$

2. Sondage S2 :

Profondeur 3m :

Cohésion C = 0.68 bar, et angle de frottement $\Phi = 18^\circ$

Il s'agit d'un sol de moyenne à bonne cohésion

- **Perméabilité :**

La perméabilité mesurée sur l'échantillon du site de la fondation donne une valeur de :

$K = 2,1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ ce qui correspond à sol quasiment imperméable.

II. 6. Recommandations :

Afin d'éviter les dommages des travaux nous recommandons les mesures préventives suivantes :

- Le décapage de la couche alluvionnaire afin d'éviter la perte des eaux du barrage.
- Le dépavage de la couche altérée au niveau de la zone d'emprunt et faire en sorte que ces matériaux soient le plus homogène possibles.

Chapitre 3 : Etude Hydrologique

III.1 Introduction:

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique relève une importance considérable. Le but est de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant (apports liquides et solides) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

Celle-ci a pour but de déterminer les caractéristiques hydrologiques essentielles nécessaires à l'étude hydrotechnique prochaine de l'aménagement de la retenue collinaire d'**El Ouinet** sur l'oued **El Ayaria**, commune d'**Ain Boucif**.

Les caractéristiques essentielles sont :

- Les caractéristiques physiques et hydrographiques ;
- Les caractéristiques climatologiques ;
- Les précipitations;
- Les apports liquides;
- Les apports solides;
- Les crues et leurs caractéristiques.

III.2.Caractéristiques générales du bassin versant :

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique, en commençant par l'exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

III .2.1. Caractéristiques morphométriques:

A- Paramètres géométriques :

Les caractéristiques physico-géographiques du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte d'état-major de AIN BOUFIC à l'échelle 1/50 000 et à l'aide du logiciel Mapinfo, ses coordonnées au système LAMBERT sont : X= 535247 m Y = 287290 m.

- **Superficie** : la superficie du bassin versant est de **S= 17.28 Km²**
- **Périmètre** : le périmètre du bassin versant est de **P = 18.62 Km**

B- Caractéristiques hydro morphologiques :

- **Indice de compacité de Gravelius (K_c) :**

Défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre le cercle ayant la même surface, cet indice détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface.

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.1)$$

Où P : périmètre du bassin versant (Km) ;

S : surface du bassin versant (Km²) ;

K_c : indice de Gravelius.

AN : K_c = 1.25 . Ce paramètre de forme dénote une forme allongée du bassin versant.

- **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante :

$$K_p = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots (III.2)$$

$$K_p = 20,06$$

On a K_p grande, donc un bassin allongé et temps de concentration un peu élevé

- **Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius**

Son tracé nécessite la connaissance de sa longueur et de sa largeur, données par la formule suivante :

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.3)$$

avec ;

L : longueur du rectangle équivalent en (Km) ;

l : largeur du rectangle équivalent en (Km) ;

K_C : indice de compacité ;

S : surface du bassin versant (Km²).

Lr = 6.7km et l = 2.58 Km

En remarque que la longueur de rectangle deux fois plus grande que la largeur

- **Courbe hypsométrique :**

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Les résultats sont résumés dans le tableau II.1. La courbe hypsométrique est donnée en figure II.2.

Tableau III.1 Répartition et courbe hypsométrique

Altitude (m)	Altitude moyenne (m)	surfaces partielle (km ²)	surfaces partielle (%)	surfaces cumulée (km ²)	surfaces cumulée (%)
1316-1300	1308	0,182	1,05	0,182	1,05
1300-1250	1275	0,332	1,92	0,332	2,97
1250-1200	1225	4,552	26,34	4,552	29,31
1200-1150	1175	4,897	28,35	4,897	57,659
1150-1100	1125	4,531	26,23	4,531	83,88
1100-1050	1075	0,826	4,78	0,826	88,66
1050-1000	1025	0,859	4,97	0,859	93,63
1000-950	975	0,832	4,82	0,832	98,45
950-915	932,5	0,266	1,54	0,266	100

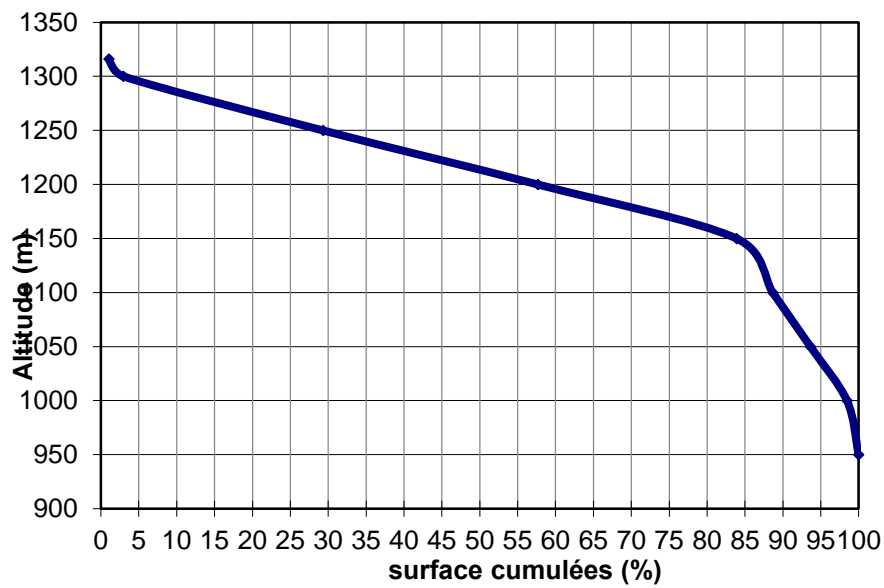


Figure III.1 Courbe hypsométrique du bassin versant

Sur la courbe hypsométrique, différentes altitudes sont déterminées, à savoir :

- Altitude minimale : $H_{\min} = 915\text{m}$
- Altitude maximale : $H_{\max} = 1316 \text{ m}$
- Altitude médiane : $H_{50\%} = 1180 \text{ m}$
- $H_{95\%} = 980 \text{ m}$ et $H_{5\%} = 1220 \text{ m}$

• **Altitude moyenne :**

L'altitude moyenne (tableau II.2) se calcule par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \dots \dots \dots (\text{III.4}) \text{ avec } H = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$$

avec ; H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km^2] ;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

S : superficie totale du bassin versant [km^2].

Tableau III.2 Calculs des altitudes

Altitude (m)	Hi (m)	Si (km ²)	Hi*Si (km ² .m)
1316-1300	1308	0,182	237,66
1300-1250	1275	0,332	423,55
1250-1200	1225	4,552	5576,44
1200-1150	1175	4,897	5754,44
1150-1100	1125	4,531	5097,37
1100-1050	1075	0,826	887,842
1050-1000	1025	0,859	880,88
1000-950	975	0,833	811,98
950-915	932,5	0,266	247,746

H_{moy} = 1152.66 m

• **Indice de pente de roche I_p :**

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i S_i} \dots \dots \dots (III.5)$$

Avec ; L : longueur de rectangle équivalent (m) ;

A : surface partielle (%) comprise entre deux courbe de niveau consécutive H_i et H_{i-1}. Le tableau II.3 montre les procédures de calcul de l'indice de pente de roche I_p.

Tableau III. 3 : Détermination de la pente M. Roche I_p

H _i -H _{i-1}	D _i =H _i -H _{i-1}	Si(km ²)	A _i =Si/S	√A _i * D _i
1316-1300	16	0,181	1,05	4,10
1300-1250	50	0,332	1,92	9,80
1250-1200	50	4,552	26,34	36,29
1200-1150	50	4,897	28,34	37,64
1150-1100	50	4,531	26,22	36,20
1100-1050	50	0,825	4,78	15,45
1050-1000	50	0,859	4,97	15,77
1000-950	50	0,832	4,81	15,52
950-915	35	0,266	1,53	7,33

AN : **I_p = 2.176**

• **Indice de pente globale I_g : (P.Dubreuil, 1974)**

$$I_g = \frac{D}{L} \dots \dots \dots \text{(III.6)}$$

Ou D : dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$

$$D = H_{5\%} - H_{95\%} = 1220 - 980 = 240 \text{ m}$$

Avec ; $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$;

L : la longueur du rectangle équivalent (km).

Soit $I_g = 35.82 \text{ m/km} \Rightarrow I_g = 3.58\% (0.005 < I_g < 0.1)$, donc la pente du relief est assez faible d'après le classement du tableau II.4

Tableau III.4 Classements des pentes

Classement	Relief	I_g
1	Très faible	$I_g < 0.002$
2	Faible	$0.002 < I_g < 0.005$
3	Assez faible	$0.005 < I_g < 0.1$
4	Modéré	$0.1 < I_g < 0.02$
5	Assez modéré	$0.02 < I_g < 0.05$
6	Fort	$0.05 < I_g < 0.1$
7	Très fort	$0.05 < I_g$

Source : Manuel pratique d'hydrologie (Dr : Bénina Touaibia)

• **Indice de pente moyenne I_{pm} :**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_m = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots \dots \dots \text{(III.7)}$$

$$I_m = 5.98 \%$$

L'indice de pente est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

III .2.2 Réseau d'écoulement

- **La longueur du cours d'eau principal est égal à : $L_{cp} = 0,43 \text{ Km}$**

- **La longueur totale** du réseau d'écoulement est de : $L_s = 48.86 \text{ Km}$
- **Densité de drainage Dd :**

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface « S » Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en km/km^2 :

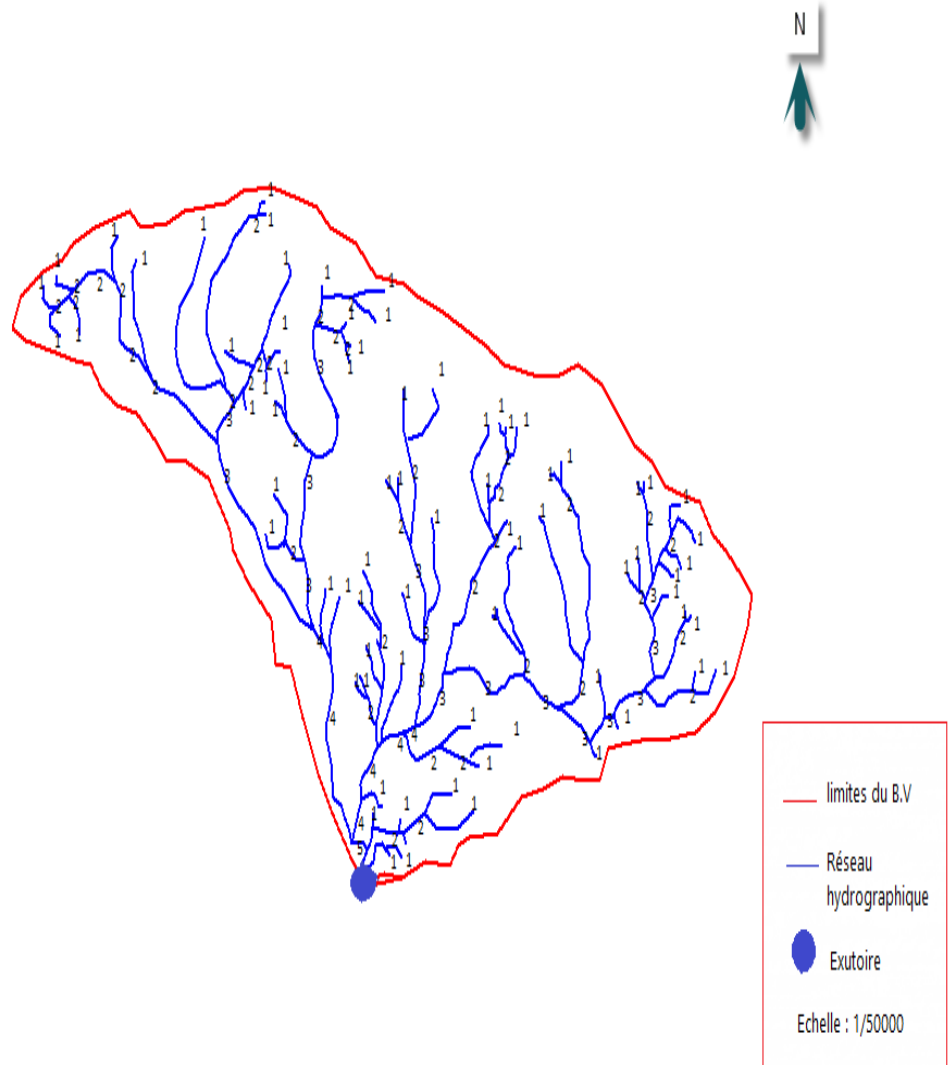


Figure III.3: Réseau hydrographique du bassin de la retenue

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec ; $\sum_{i=1}^n Li$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 48.86 km ;

S : Superficie du bassin versant en (km).

soit : $Dd = 2.83 \text{ km/km}^2$

- **Densité du thalweg élémentaire :**

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec ; N_1 : nombre de talwegs d'ordre 1, $N = 75$;

S : superficie de bassin versant.

Soit $F_1 = 4.34 \text{ thalweg/km}$

- **Coefficient de torrentialité :**

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III.10)$$

AN : $C_t = 12.28 \text{ km}^{-3}$

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé

- **Temps de concentration du bassin versant t_c :**

C'est le temps que met une particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Il est donné par la formule de GIANDOTTI (1937) :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec ;

S : surface du bassin versant (km^2) ;

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (km) ;

T_c : temps de concentrations exprimé en heure ;

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

Soit $t_c = 1.42 \text{ heure}$.

- **Vitesse de ruissellement :**

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$Vr = \frac{L}{Tc} \dots\dots\dots (III.12)$$

L : longueur de thalweg principal (km) ;

T_c : temps de concentration (h).

Soit **V_r = 0.4 km/h.**

Le tableau II.5 Résume toutes les caractéristiques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	17.28
Périmètre		P	Km	18.62
Longueur de thalweg principal		Lcp	Km	0.43
Longueur total du réseau d'écoulement		Ls	Km	48.86
Indice de compacité		K _C		1.25
Coefficient d'allongement		K _P		20.06
Rectangle Equivalant	Longueur	L _r	Km	6.7
	Largeur	l _r	Km	2.58
Altitudes	Maximale	H _{mx}	M	1316
	Moyenne	H _{moy}	M	1152.66
	Médiane	H _{med}	M	1180
	Minimale	H _{min}	M	915
Indice de pente de roche		I _p	m/km	2.176
Indice de pente globale		I _g	m/km	35.82
Indice de pente moyenne		I _m	m/km	5.98
Densité de drainage		D _d	Km/km ²	2.83
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	12.28
Temps de concentration		T _c	H	1.42
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	0.4

Tableau III.5 : Caractéristiques du bassin versant de la future retenue

I. 3.Etude des précipitations :

Aucune donnée d'observation directe n'est disponible au niveau du bassin versant d'Oued El Ayaria. Il était nécessaire d'utiliser d'autre station proche de notre sous bassin, la station disponible au voisinage du bassin et la plus proche du site est celle d'Ain Boucif.

Tableau III.6 : Coordonnées de la station pluviométrique de Ain Boucif

Station	Code	Source	Coordonnées			Année	N
			X(Km)	Y(Km)	Z(m)	De servie	
Ain Boucif	011104	ANRH	540.75	287.8	1250	1970	38

Source (D.H.W Médea)

III. 3.1 Précipitations annuelles :

- **Homogénéisation et comblement de lacunes des données pluviométriques :**

1 Homogénéisation de la série des pluies annuelles :

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, l'information de base quant à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable. Et pour cette raison la que cette étude d'homogénéisation est faite par la méthode de la médiane (MOOD).

Le teste de MOOD donne les résultats suivants :

$$Ns > 1/2(N + 1 - \mu_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N + 1})$$

$$Ts < 3.3(\log_{10} N + 1)$$

Ns : nombre total de la séries de + ou de -. Ns = 17

Ts : taille de la plus grand série de + ou de -. Ts = 5

N : nombre total d'échantillon. N = 38

Les conditions du test de MOOD sont vérifiées donc la série des pluies journalière est homogène.

2 Complements des lacunes des données pluviométriques :

Puisque le nombre des lacunes est négligeable, on peut remplacer les lacunes par la moyenne.

Le tableau III.7 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau III.7 : Répartition inter annuelle des précipitations annuelles : station d'Ain Boucif

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Annuel
Pluie mm	26.71	33.00	37.68	44.27	43.27	35.83	28.78	32	21.35	11.87	4.24	5.82	324.81
Pluie%	8.22	10.13	11,60	13.63	13,32	11.03	8.86	9,88	6.57	3.65	1,31	1.79	100

Source DHW Médea

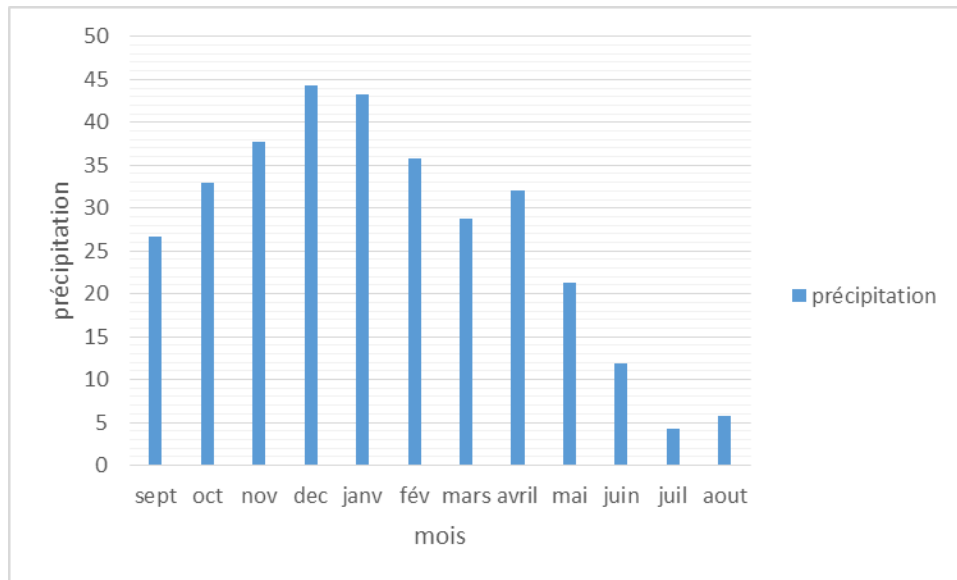


Figure III. 4 Répartition mensuelle de la précipitation

Il est à constater, d'après la figure II.4 et le tableau II.7 que les lames précipitées durant les mois d'**Octobre à Avril** sont à peu près de même ordre de grandeur et représenté **90%** du total pluviométrique annuel.

III.3.2 Précipitations maximales journalières :

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluies et de période de retour. Le tableau III.8 récapitule les caractéristiques de la série des Pjmax de la station de Ain Boucif.

Tableau III.8 : Caractéristiques de la série avec N = 38 ans

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=38} X_i$	914,98mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=38} X_i}{n}$	24,09mm
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{38} (x_i - \bar{x})^2}{n}} \right]$	12,03 mm
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,499
L'exposant climatique :	$b=0.36$	

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b= 0.36$) est donné par l'ANRH de BLIDA.

a) Ajustement des $P_{j\max}$ à la loi de GUMBEL :

Le résultat d'ajustement des $P_{j\max}$ à la loi de Gumbel est illustré sur la figure II.5.

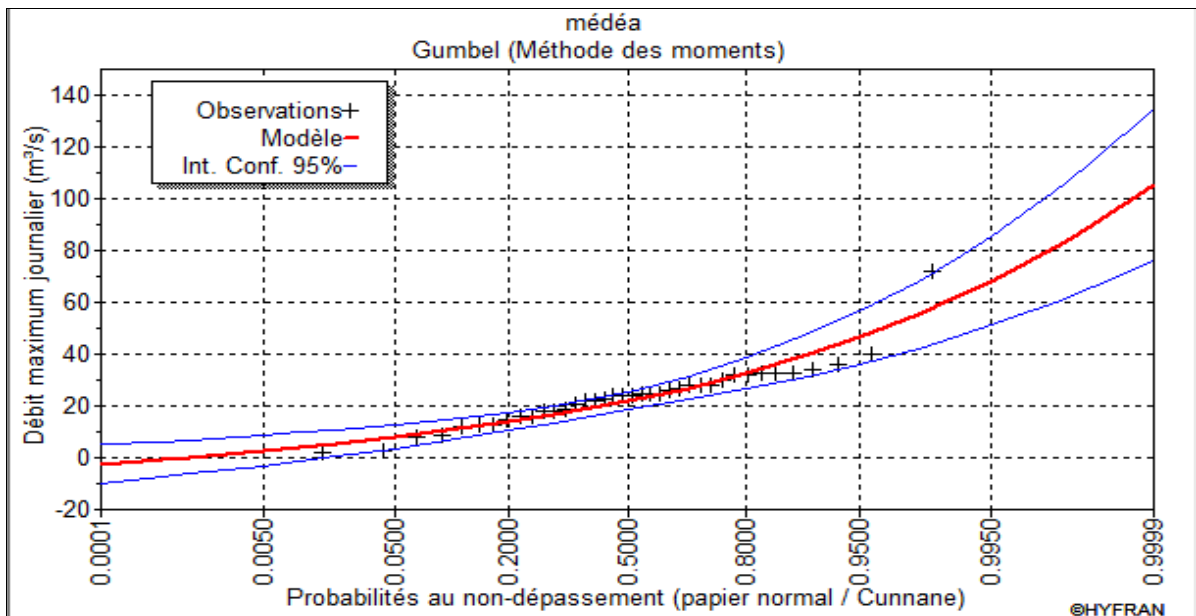


Figure III.5 : Ajustement des $P_{j\max}$ à la loi de Gumbel

b) Ajustement à la loi log-normal (GALTON) :

Le résultat d'ajustement des Pjmax à la loi Log normale est illustré sur la figure II.6.

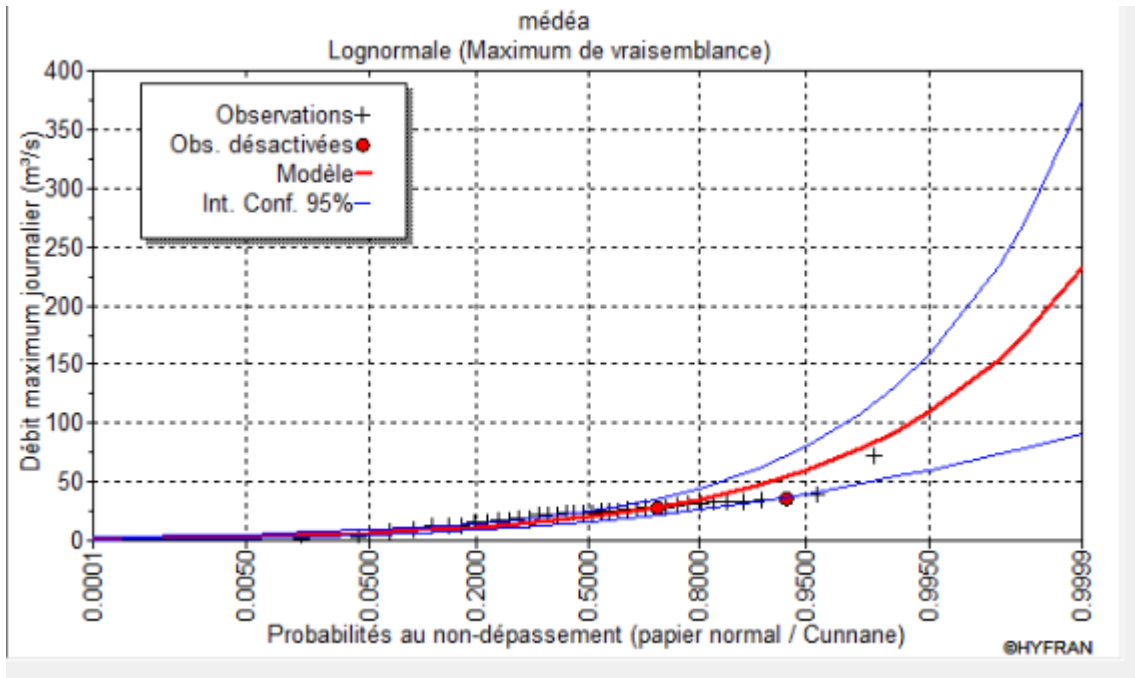


Figure III.6 : Ajustement des Pjmax a la loi de log normale

D'après les résultats représentés sous forme de courbes, la loi de GALTON a été retenue, vu la qualité de son ajustement. Les quantiles décennal et centenaire sont résumés dans le tableau III.9.

Tableau III.9: Pluies maximales journalières fréquentielles

Période de retour (ans)	100	50	20	10	5
Fréquence	0.99	0.98	0.95	0.9	0.8
P _{maxj} (mm)	93.1	77.8	59.5	46.8	35.5

III.3.4 Pluie de courtes durées :

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule suivante :

$$P_{\max t, p\%} = P_{\max j, p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots \dots \dots (III.13)$$

P_{max t p%} : Pluie de courte durée de même fréquence que P_{max j p%} [mm];

P_{max j p%} : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm];

t : Temps [heure];

b : Exposant climatique d'Ain Boucif donner par l'ANRH ($b = 0,36$).

L'intensité des pluies est donnée par la relation : $I_t = P_{tp} / t$ (mm/h).....(III.14)

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont présentées en annexe 1.

III.4- Etude des apports

Etant donné que le bassin versant du site de la retenue est dépourvu de stations hydrométriques, des formules empiriques ont été utilisées pour l'estimation de l'apport moyen annuel.

III. 4.1. Apport moyenne annuel (A_0)

pour l'évolution des apports, nous signalons que nous ne disposons d'aucune station de mesure au niveau du site à étudier.

a) formule de l'ANRH

$$A_{\text{moy}} = 0.915 P^{2.684} S^{0.842} \dots\dots\dots (III.15)$$

p : pluie moyenne annuelle (mm) ;

S : superficie du bassin versant (km²).

$$AN : A_{\text{moy}} = 0.49 \frac{Hm^3}{S}$$

$$\text{La lame écoulée (mm): } L_e = \frac{A_{\text{moy}}}{S} \dots\dots\dots (III.16)$$

$$\text{Soit : } L_e = 28.52 \text{ mm}$$

b) Formule de Derie II

$$A_0 = 0.513 P^{2.603} Dd^{0.5} S^{0.842} \dots\dots\dots (III.17)$$

P : pluie moyenne annuelle (mm) ;

S : superficie du bassin versant (km²) ;

Dd : densité de drainage (km/km²).

$$AN : A_0 = 0.51 Hm^3 \text{ et } L_e = 29.46 \text{ mm}$$

c) Formule de MEDINGUER

$$L_e = 1.024 (p_{\text{moy}} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III.18)$$

Où ;

L_e : lame d'eau écoulée (mm) ;

P_{moy} : pluie moyenne annuelle (mm).

$$AN : L_e = 43 \text{ mm} \text{ et } A_0 = 0.74 Hm^3.$$

d) Formule de SAMIE

$$L_e = p_{\text{moy}}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots \dots \dots \text{(III.19)}$$

$L_e = 29.95 \text{ mm}$ et $A_0 = 0.52 \text{ Hm}^3$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau II.10.

Tableau II.10: Récapitulatif des résultats

Formules	$A_0(\text{Hm}^3)$	$L_e \text{ (mm)}$
ANRH	0.49	28.52
MEDINGUE R	0.74	43
SAMIE	0.52	29.95
DERIE II	0.51	29.46

D'après les résultats de calcul de l'apport moyen annuel affichés dans le tableau II.11, la formule de MEDINGUER est écartée, la valeur moyenne entre les 3 méthodes « Samie, A.N.R.H et Darie II » a été retenue, soit **$A_0 = 0.50 \text{ Hm}^3$** .

III.4.2 Apport annuel fréquentiel

En supposant que l'écoulement suit une loi Pearson III, l'apport annuel fréquentiel $A_{p\%}$ est calculé par la formule II.20 :

$$A_{p\%} = (F_p \% . C_v + 1) . A \dots \dots \dots \text{(III.20)}$$

Avec ; C_v : Coefficient de variation ;

$F_{p\%}$: Fonction Rybkine Foster est tabulée pour une probabilité $P\%$ et un coefficient d'asymétrie C_s .

Le coefficient de variation est calculé par la formule de Kritskly-Menkel :

$$C_v = \frac{A'}{S^{0,06} . M_0^{0,27}} \dots \dots \dots \text{(III.21)}$$

Avec ; A' : coefficient géographique (pris égal à 0,83)

M_0 : Module spécifique en l/s. $\text{Km}^2 = 1,05 / \text{s.Km}^2$

Soit : **$C_v = 0.69$**

Ce coefficient de variation exprime la dispersion de la série par rapport à la moyenne. Plus il est faible, plus la variabilité des valeurs par rapport à la moyenne est faible. Plus le coefficient de variation est grand, plus il y a une variabilité interannuelle de l'écoulement.

En absence d'information, le coefficient d'asymétrie (Cs) est pris égal à deux fois le coefficient de variation (Cv).

$$Cs = 2 Cv = 1.38$$

Pour une probabilité $P = 80 \%$, $Cs = 1.38$, $F_{80\%} = -0.83$

$$A_{80\%} = 0.217 Hm^3$$

III. 5.2 Répartition intra annuelle de l'apport à 80 % ($A_{80\%}$) :

L'apport intra-annuelle suit la même répartition que celle des pluies. Sa modulation est donnée dans le tableau II.11.

Tableau III.11: Répartition mensuelle des apports

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O
Pluie mensuelle(%)	8.22	10.13	11.6	13.63	13.32	11.03	8.86	9.88	6.57	3.65	1.31	1.79
Apport mensuelle $A_{80\%}(Hm)*10^{-2}$	1.80	2.20	2.80	2.90	2.80	2.30	1.90	2.10	1.40	0.80	0.30	0.40

III.6 ETUDE DES CRUES

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées Par manque d'observation.

III.6.2. Méthode de SOKOLOVSKY

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28 * (P_{ct} - H_0) * \alpha_{p\%} * F * S}{T_m} \dots \dots \dots (III.22)$$

H_0 : pertes initiales en mm ($H_0 = 07$ mm) ;

$\alpha_{p\%}$: coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée ;

p_{ct} ; pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration ;

S : surface du bassin versant.

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}} \dots \dots \dots (III.23)$$

Le tableau II. 12 présente les valeurs de α en fonction de la fréquence.

Tableau III.12: Valeur de α en fonction de la fréquence

Fréquence	1	2	5	10	20
α	0.37	0.33	0.27	0.22	0.15

F : coefficient de forme de crue :

$$F = \frac{12}{4 + 3\gamma}$$

Le tableau II. 13 présentes les valeurs de γ en fonction du bassin versant.

Tableau III.13: Valeur de γ en fonction du bassin versant

Condition	Γ
Surface du versant compris entre 1 et 50 km ²	$\gamma=2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4$

Prenons:

$\gamma = 2$ d'où : $F = 1.2$

s : superficie du bassin (Km²).

$T_m = T_c = 1.42$ h.

III.6.3 Méthode de TURRAZA :

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \cdot I_t \cdot S}{3.6} \dots \dots \dots (III.24)$$

Avec ;

S : Superficie du bassin versant (Km²);

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée;

I_t : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

Le tableau II.14 récapitule les résultats de calcul du débit de crue fréquentiel par différentes méthodes.

Tableau III.14: Résultats de calcul du débit maximum fréquentiel par différentes méthodes

Méthode	$Q_{\max p\%} (m^3/s)$				
	Fréquence%				
	1	2	5	10	20
Sokolovsky	40.03	28.48	14.29	9.04	3.58
Turraza	48.39	36.87	21.83	13.6	9.17

Sur la lumière de ces formules, les résultats de la méthode de SOKOLOVSKY sont maintenus, pour la simple raison suivante :

La formule de SOKOLOVSKY est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, celle-ci tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, le temps de montée de la crue, ainsi que de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

III. 6.4 hydrogramme de crue :

La méthode de SOKOLOVSKY a été procédé pour le tracé de l'hydrogramme de crue,

Les résultats de calcul pour le tracé des hydrogrammes de crues respectivement pour la crue de chantier et la crue de projet sont donnés par le tableau III.15 et leur représentation graphique par la figure III.7.

Tableau **III.15**: Débits fréquentiels pour le construction l'hydrogramme de crue

temps (H)	Q1%(m ³ /s)	Q10%(m ³ /s)	temps (H)	Q1%(m ³ /s)	Q10%(m ³ /s)
0.0	0.00	0.00	2.2	0.69	0.16
0.2	0.79	0.18	2.3	0.41	0.09
0.4	3.18	0.72	2.4	0.22	0.05
0.6	7.15	1.61	2.5	0.10	0.02
0.8	12.71	2.87	2.6	0.04	0.01
1.0	19.85	4.48	2.7	0.01	0.00
1.2	28.59	6.46	2.4	0.26	0.06
1.4	40.03	9.04	2.9	0.00	0.00
1.6	5.00	1.13	3.0	0.00	0.00
1.8	2.95	0.67	3.1	0.00	0.00
1.9	2.18	0.49	3.2	0.00	0.00
2.0	1.56	0.35	3.2	0.00	0.00
2.1	1.06	0.24			

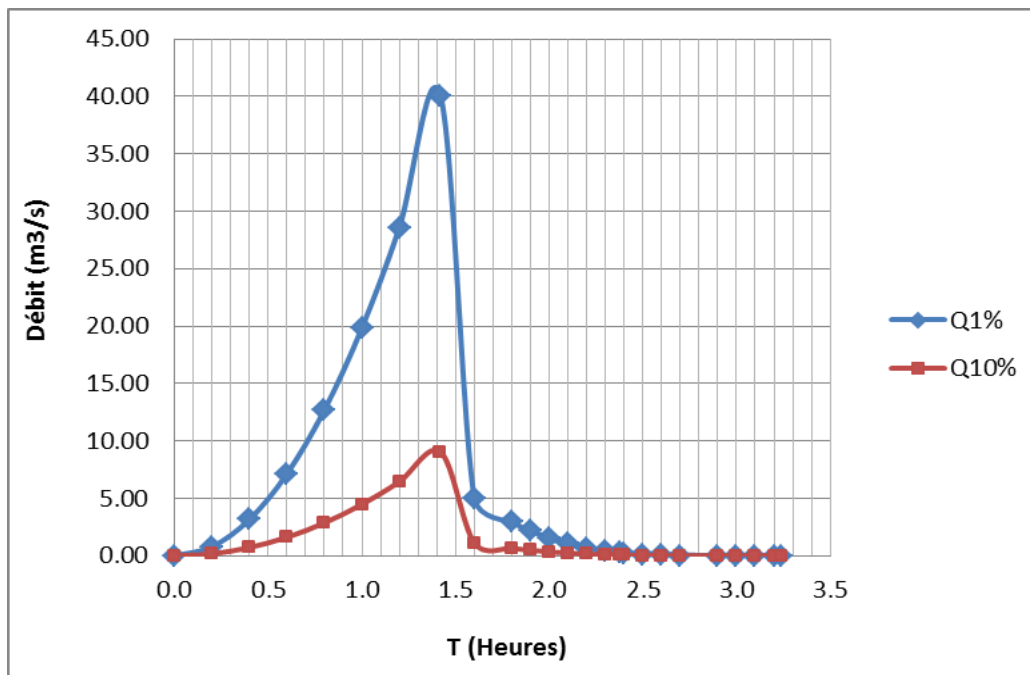


Figure **III. 7** : Hydrogramme de crue

La crue du projet est de : $Q_{\text{crue projet}}=40.03 \text{ m}^3/\text{s}$

III.7. Transport solide :

Compte tenu du manque d'information sur le bassin versant quant à la connaissance de la concentration des sédiments dans le cours d'eau, des formules empiriques ont été utilisées pour l'estimation de l'érosion spécifique E_s (T/ha.an).

a) Formule de TIXERONT (1960)

$$E_s = [S_1.Ta_1 + S_2.Ta_2 + S_3.Ta_3 + \dots S_n.Ta_n] \dots \dots \dots (III.25)$$

Avec ;

E_s : Erosion spécifique (t/Km² .an) ;

Ta_1, Ta_2, Ta_n : Taux d'abrasion en fonction de la perméabilité du sol dans les sous Bassin (T/Km²) ;

S : superficie totale du bassin (Km²) ;

S_1, S_2, S_n : Superficie des sous bassins (Km²).

Supposons que la totalité du bassin possède une même perméabilité (Mokhtari, 2008) :

$$E_s = K.L_e \dots \dots \dots (III.26)$$

Où ; L_e : Lamelle d'eau ruisselée moyenne interannuelle (mm), $L_e = 28,93$ mm ;

K : constante dont ses valeurs sont présentées dans le tableau III.16.

Tableau III. 16: Valeur de K pour différents types de perméabilité

Perméabilité	K
terrains d'une perméabilité élevée	8,5
perméabilité moyenne élevée.	75
perméabilité faible à moyenne.	350
perméabilité faible.	1400
terrains perméables.	3200

Le bassin est d'une perméabilité faible à moyenne, $K = 350$.

Supposons que la totalité du bassin possède la même perméabilité,

d'où : $E_s = 10125,50$ T/Km².an

b) Formule de la SOGREAH :

basée sur les données de 30 bassins algériens, de superficie comprise entre 100 et 300 soumis à une pluviométrie annuelle comprise entre 300 et 1000mm.

$$Ass = \alpha . E^{0.15} \dots \dots \dots (III.27)$$

Avec : Ass : apport solide spécifique ((t/km²/an) ;

A : coefficient dépendant de la perméabilité du sol, donné au Tableau ci-dessous

E : Ecoulement annuel (mm) = 28,93 mm

Le bassin de la retenue est d'une perméabilité faible à moyenne, d'où $\alpha = 350$

D'où : $E_s = 579,79 \text{ T/Km}^2$

La formule de SOGREAH est maintenue pour en vue de sa qualité des résultats, l'érosion spécifique est de $E_s = 579,79 \text{ T/Km}^2 \text{ T/Km}^2 \cdot \text{an}$, d'où le volume mort de la retenue est calculé par la relation suivante :

$$V_m = \frac{E_s \cdot T \cdot S}{\gamma} = 125234.64 \text{ m}^3.$$

γ : poids volumique des alluvions , $\gamma = 1,6 \text{ T/m}^3$

T : durée de vie de la retenue, $T = 20 \text{ ans}$

Le volume mort de la retenue est estimé à $V_m = 125\,234,64 \text{ m}^3$ Pour 20 ans d'exploitation.

III.8 Etude de la Régularisation

Pour cette étude, une régularisation saisonnière a été effectuée puisque. Les paramètres nécessaires au calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle de l'apport (à 80% Hm3).
- La répartition mensuelle d'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.8.1-Répartition des besoins

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation pour une superficie de 40ha obtenue auprès de l'ANRH est affichée dans le tableau II.18.

Tableau III.18: Répartition mensuelle des besoins en eau

Mois	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Année
m3/ha	63.01	0	0	0	0	315.1	925.2	920.4	630.1	402.1	1575	181.1	5000
Mm3	0.002	0	0	0	0	0.01	0.03	0.03	0.02	0.01	0.05	0.007	0.159

Source : D.H.W Médea

III.8.2- Répartition mensuelle de l'apport A_{80%}

La répartition mensuelle de l'apport A_{80%} est présentée dans le tableau III.19.

Tableau III.19: Répartition mensuelle des apports

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O
Pluie mensuelle(%)	8.22	10.13	11.6	13.63	13.32	11.03	8.86	9.88	6.57	3.65	1.31	1.79
Apport mensuelle A _{80%} Hm ³ *10 ⁻²	1.80	2.20	2.80	2.90	2.80	2.30	1.90	2.10	1.40	0.80	0.30	0.40

II.8. 3 Répartition de l'évaporation

Les données l'évaporation disponibles sont celles mesurées à la station de kser Boukhari ainsi proche du site du barrage projet.

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de 1188 mm .comme on le remarque dans le tableau III.20, elle est minimale durant les mois d'hiver (décembre et janvier), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (juillet et aout).

La répartition moyenne mensuelle de l'évaporation pour la période allant de (1975 à 2005) est présentée dans le tableau III.20.

Tableau III.20 : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	mars	av	mai	Juin	jui	Aout	An
EV(mm)	127	79	46	30	31	45	73	101	136	157	190	173	1188
EV(%)	10.7	6.65	3.87	2.53	2.61	3.79	6.14	8.50	11.45	13.22	16	14.56	100

(Source, D.H.W Medéa)

II.8.4-Courbes Hauteur – capacités – surface :

La cote minimale relevée est de 915 m et de cote maximale de 935 m, soit de hauteur près de 20 mètres. L'approximation des volumes a été faite selon l'expression :

$$\Delta Vi = \frac{Si+Si+1}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III.28)$$

Avec ; Si : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en (m²);

Si+1 : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en (m²);

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives;

ΔVi : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives en (m³).

Le tableau II.21 représente les données de la courbe hauteur-capacité et la figures II.8 l'illustre bien

Tableau III.21: Courbes topographiques et volumétriques

Hauteur (m)	Cote (m)	ΔH	$S*10^4$ m ²	$\Delta V*10^5$ m ³	$V*10^5$ m ³
0	915	0	0	0	0
1	916	1	0	0	0
2	917	1	0.02	0.02	0.02
3	918	1	0,1	0,1	0,12
4	919	1	0,14	0,14	0,26
5	920	1	0,19	0,19	0,45
6	921	1	0,21	0,21	0,66
7	922	1	0.3	0,3	0,96
8	923	1	0.32	0,32	1.28
9	924	1	0.39	0,39	1.67
10	925	1	0.6	0,6	2.27
11	926	1	0.9	0.9	3.17
12	927	1	1.1	1.1	4.27
13	928	1	1.8	1.4	5.67
14	929	1	2.1	1.8	7.47
15	930	1	2.1	2.1	9.57
16	931	1	2.7	2.7	12.27
17	932	1	3.4	3.3	15.57
18	933	1	3.9	3.9	19.47
19	934	1	4.3	4.3	23.77
20	935	1	5.1	5.1	28.87

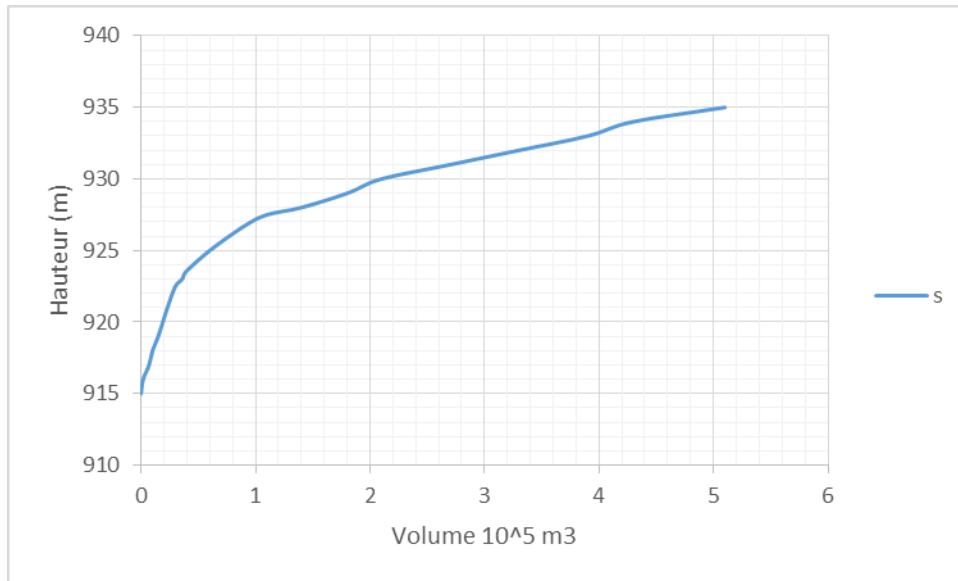


Figure III.8 : Courbe capacité- Hauteur

III.8.5-Calcul de volume utile :

Pour calculer le volume utile de la retenue il faut tenir compte de :

- L'apport annuel $A_{80\%}$;
- La consommation totale ;
- Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant la méthode du bilan d'eau, une régularisation saisonnière en tenant compte des pertes est la méthode retenue.

III.8.6 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

1. Pertes par évaporation :

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots \dots \dots (III.29)$$

Avec ;

V_{ep} : volume perdu à cause de l'évaporation ;

E_s : Evaporation mensuelle (mm) ;

S : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen ;

S_{moy} : Tirée de la courbe (capacité- hauteur) (m^2) ;

$$V_{\text{moy}} : \text{volume moyen} \left[V = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots \dots \dots \text{(III.30)}$$

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: les volumes d'eau de deux mois successif.

2. Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots \dots \dots \text{(III. 31)}$$

Avec : δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau III.22.

Tableau **III.22: Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques**

Conditions Hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration Pendant 1 an (cm).	δ	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1,0 à 1,5
Sol à forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

(Source ; Introduction au dimensionnement des retenue collinaires Dr : Bénina Touabia)

Le sol du site de la retenue est peu perméable (sol de à faible perméabilité) alors la valeur de δ est de : $\delta=0,5$. Le calcul des pertes est représenté dans le tableau

• Estimation de l'erreur :

Les volumes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante :

Si cette condition ($1\% < \varepsilon < 2\%$) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

$$V_s = 0.1413 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0.0917 \text{ Mm}^3$$

L'excédent d'eau plus grand que le déficit donc : la retenue fonctionne à un seul temps

$$V_u = V_d = 0.0917 \text{ Mm}^3.$$

$$\varepsilon = \frac{(v_u' - v_u / v_u) \cdot 100}{\text{avec}} \quad 1\% < \varepsilon < 2\%.$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{\text{NNR}} = V_u + V_m$

$$\text{D'où : } V_{\text{NNR}} = 0.2167 \text{ Mm}^3$$

Tableau III.23 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	Vin,i (Mm ³)	Vmoy (Mm ³)	Smoy (ha)	Es (mm)	Vinf (Mm ³)	Vev (Mm ³)	Π (Mm ³)	W(Mm ³)	U(Mm ³)	W-U-π			
											Rf (Mm ³)	Vri(Mm ³)	S(Mm ³)
Sep	0.125	0.128	0.784	127	0.00064	0.000996	0.0016357	0.018	0.007	0.0093643	0.125		
	0.136										0.1344		
Oct	0.156	0.146	0.790	79	0.00073	0.000624	0.0013541	0.022	0.002	0.0186459	0.1530		
Nov	0.184	0.17	0.847	46	0.00085	0.000389	0.0012396	0.028	0	0.0267604	0.1798		
Dec	0.213	0.199	0.890	30	0.000995	0.000267	0.001262	0.029	0	0.027728	0.2075		
Jan	0.215	0.214	1.112	30	0.000214	0.0003336	0.0005476	0.028	0	0.0276664	0.2352	0.217	0.0182
Fév	0.215	0.215	1.112	31	0.000215	0.0003447	0.0005597	0.023	0	0.0226553	0.2578	0.217	0.0408
Mars	0.215	0.215	1.112	45	0.000215	0.0005004	0.0007154	0.019	0.01	0.0084996	0.2663	0.217	0.0483
Avr	0.215	0.215	1.112	101	0.000215	0.0011231	0.0013381	0.021	0.03	-0.010123	0.2562	0.217	0.0392
Mai	0.215	0.215	1.112	136	0.000215	0.0015123	0.0017232	0.014	0.03	-0.010753	0.2454	0.217	0.0284
Juin	0.215	0.215	1.112	157	0.000215	0.0017458	0.0019608	0.008	0.02	-0.013746	0.2317	0.217	0.0147
Juill	0.215	0.215	1.112	190	0.000215	0.0021128	0.00232278	0.003	0.01	-0.009113	0.2226	0.217	0.0056
Auot	0.183	0.199	0.890	173	0.000199	0.0019238	0.00212276	0.004	0.05	-0.047924	0.1747		

II.9- Laminage des crues :

Le laminage de crue permettra de déterminer la cote maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. la méthode de Kotcherine a été utilisée pour le calcul du laminage.

II.9.1 Calcul du débit laminé par la méthode de KOTCHERINE

La méthode de Kotcherine est un procédé graphyo-analytique, le volume stocké est exprimé selon la relation suivant :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{\%}} \right) \dots\dots\dots (III. 32)$$

Où ; V_F : le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur ;

V_C : le volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 ;

$Q_{\%}$: le débit de la crue en m^3/s ;

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée.

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots (III.33)$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

II.9.2 Estimation de la charge au-dessus du déversoir

L'estimation de la charge au-dessus du déversoir s'effectue en faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions.

Le débit de crues transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors par la formule :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec : $m=0,49$ coefficient de débit ;

$g = 9,81$ accélération de la pesanteur ;

L : largeur de déversoir ;

H_d : charge sur le déversoir.

Le débit laminé est calculé pour différentes charges ' H_d ' et différentes largeurs du seuil déversant ' b ' de l'évacuateur de crues.

Connaissant ce débit et parce que :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \quad \text{Et} \quad S = L \cdot (H + P) \dots\dots\dots (\text{III.35})$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots (\text{III.36})$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et L compris entre 10 et 40 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (\text{III.37})$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots (\text{III.38})$$

Où : H_o : la charge globale ;

$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$: La charge dynamique liée a la vitesse d'écoulement;

P : hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} . Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminé en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminé est calculé pour différentes charges " H " et différentes largeurs de l'évacuateur de crues " b ",

Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables H et L , Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau III.24 : Données initiales

Données initiales	
G	9,81 m ² /s
A	1
Q _{1%}	40.03 m ³ /s
V _{crue 1%}	204633.36m ³
m	0,49
P	1,5 m

Tous les calculs et résultats sont illustres (voir annexe)

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacué, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE sont détaillés en annexe II.3 et récapitulés dans le tableau III.25.

Tableau III.25 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b (m)	H(m)	NPHE (m)	q (m3/s)	V_{forcé} m³
4	1,8	929.8,8	24.1	76000
8	1,33	929,33	30.21	52000
12	1,2	929,2	32.54	32000
16	0,95	928,95	34.98	28000
20	0,8	928,8	36.67	19000
24	0,75	928,75	37,20	18000
28	0,74	928,74	39,4	17000
32	0,72	928,72	40,7	16500

36	0,7	928,7	41.6	16000
----	-----	-------	------	-------

III.10 Etude d'optimisation :

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

III.10.1. Calcul du coût approximatif de la digue :

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i $\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$.

B_i : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$.

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - Cf + R + h_{\text{dév}} + t]$.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

II.9.1.1. Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a- Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{III.39})$$

Avec ; $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(\text{III.40})$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s) ;

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 0.72 km].

A.N : $R = 0.75 \cdot 0.75 + \frac{3^2}{2 \cdot 9.81} = 1.02 \text{ m}$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{III.41})$$

Avec ; $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{III.42})$

A.N : $R = 0.75 \cdot 0.78 + \frac{3.05^2}{2 \cdot 9.81} = 1.21 \text{ m}$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{III.45})$$

A.N : $R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{0.72} = 1.25 \text{ m}$

On prend une valeur moyenne donc : $R = \frac{1.05 + 1.21 + 1.25}{3} = 1.16 \text{ m} \approx \mathbf{1.20 \text{ m}}$

III.10.1.2 Largeur en crête :

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

1) Formule de KNAPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{III.46})$$

2) Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (\text{III.47})$$

3) Formule Anonyme (simplifiée):

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots \textbf{(III.48)} \quad .$$

Pour une charge moyenne de 1, mètre on a :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t. = 928 - 915 + 1 + 1,20 + 0.5 = 15.7m$$

On admet une valeur de $t = 0.5$ mètre pour le tassement du barrage, le tableau III.26 nous donne les résultats du calcul.

Tableau III.26 :Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur de crete

Largeur de déversoir (m)	Lame déversante (m)	Hauteur de barrage (m)	Largeur en crête		
			Formule de KNAPEN	Formule de F-PREECE	Formule Anonyme (simplifiée)
4	1,8	16.5	6.7	5.47	6.16
8	1,33	16.03	6.6	5.40	6.08
12	1,1	15.8	6.56	5.37	6.03
16	0,95	15.65	6.53	5.35	6.00
20	0,82	15.52	6.5	5.33	5.98
24	0,72	15.42	6.48	5.31	5.96
28	0,7	15.4	6.48	5.31	5.96
32	0,66	15.36	6.49	5.31	5.95
36	0,6	15.3	6.54	5.3	5.94

On opte pour une largeur de crête égale à:

$$b_{cr} = 6 \text{ m}$$

III.10.1.3 Cout estimatif de la digue :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté par la, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau III.27 : Récapitulatif des résultats.

b (m)	Qe (m3/s)	H(m)	NPHE (m)	H _b (m)
4	24.1	1,8	929,8	16.5
8	30.21	1,33	929,33	16.03
12	32.54	1,2	929,2	15.9
16	34.98	0,95	928,95	15.65
20	36.67	0,8	928,8	15.5
24	37.20	0,75	928,75	15.45
28	39.4	0,74	928,74	15.44
32	40.7	0,72	928,72	15.42
36	41.6	0,7	928,7	15.4

Tableau III. 28 Cout de la digue

Digue	b (m)	H(m)	v (m3)	Montant (Millions DA)
1	4	1,8	15306.98	10.71
2	8	1,33	15124.27	10.59
3	12	1,2	14798.34	10.36
4	16	0,95	14345.67	10.04
5	20	0,8	14279.39	10
6	24	0,75	14579.74	10.2
7	28	0,74	14987.19	10.49
8	32	0,72	14897.49	910.43
9	36	0,7	15803.87	11.06

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 700 DA

III.10.2. calcul du coût de l'évacuateur de crue :

III.10.2.2.coût du déversoir :

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...),pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.49$.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots \textbf{(III.49)}$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à quinze mille dinars Algériens 15000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau III.29. Devis estimatif du déversoir

profil N	b(m)	H(m)	s(m2)	V(m3)	Prix(Millions DA)
1	4	1,8	2.95	11.8	0.18
2	8	1,33	2.24	17.92	0.27
3	12	1,2	1.98	23.76	0.36
4	16	0,95	1.57	25.12	0.38
5	20	0,8	1.32	26.4	0.40
6	24	0,75	1.24	29.76	0.45
7	28	0,74	1.22	34.16	0.51
8	32	0,72	1.19	38.08	0.57
9	36	0,7	1.16	41.76	0.63

III-10.3. Calcul du coût total du barrage :

Le coût total est donné ci-dessous.

Tableau III.30. Récapitulatif des prix totaux

				Montant total barrage (millions DA)		
Barrage N°	b(m)	h _{déc} (m)	cote de crête	digue	Déversoir	Global
1	4	1,8	929,8	10,71	0,18	10,89
2	8	1,33	929,33	10.59	0,27	10,86
3	12	1,2	929,2	10.36	0,36	10,72
4	16	0,95	928,95	10.04	0,38	10,42
5	20	0,8	928,8	10	0,40	10,67
6	24	0,75	928,75	10.2	0,45	10,65
7	28	0,74	928,74	10.49	0,51	11
8	32	0,72	928,72	10.45	0,57	11.2
9	36	0,7	928,7	11.06	0,63	11,69

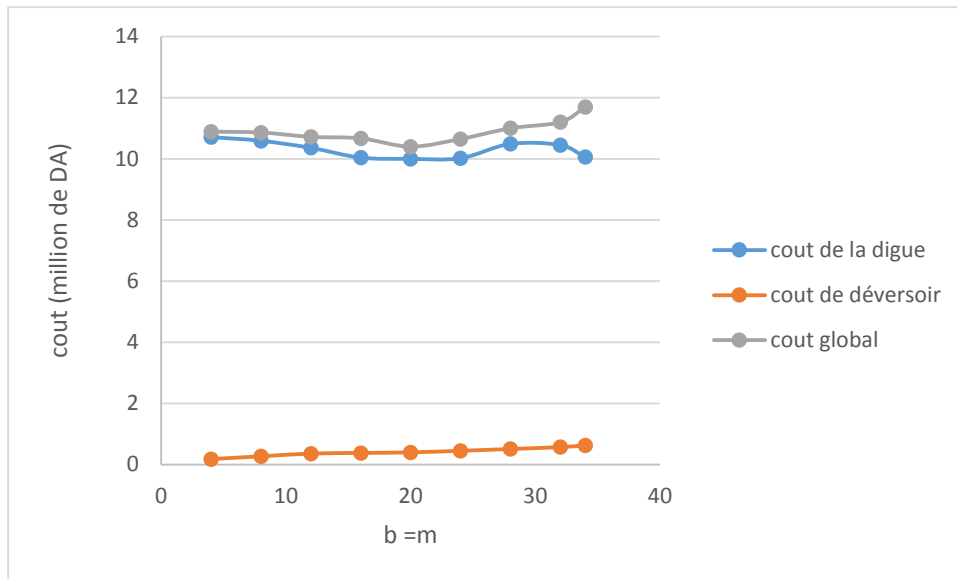


Figure III.09 courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation, la largeur déversante donnant le coût minimum est **16 mètre**.

Donc la hauteur de barrage est : **$H_b = 15.65\text{m}$**

Et le niveau de crête est **928.9 NGA**

Tableau III.31: les caractéristiques du barrage.

Définition	Unité	Valeur
VOLUME MORT	MM ³	0.125
VOLUME UTILE	M.M ³	0.0917
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	M.M ³	0.2167
COTE DE FOND (▼FOND)	M	915
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	M	925
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	M	928
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	M	928.95
LARGEUR DE DEVERSOIR (M)	M	16
HAUTEUR DE CHARGE DEVERSER.	M	0.95
DEBIT A EVACUER	M ³ /S	34.98

III.10.4.Laminage pour un déversoir de largeur $b = 16\text{m}$

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir est calculé et tracée.

Tableau III.32: Volume et débit déversant

cote (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	$1/2qd(\text{mm}^3)$ 10-4	V(mm ³)	V+1/2,,
928	0	0	0	0,228	0,228
928,1	0,1	1,098	3.953	0,24	0,240
928,2	0,2	3,106	11.895	0,245	0,246
928,3	0,3	5,706	20.545	0,249	0,251
928,4	0,4	8,786	31.631	0,252	0,255
928,5	0,5	12,279	44.2056	0,256	0,260
928,6	0,6	16,141	58.109	0,259	0,264
928,7	0,7	20,340	73.226	0,263	0,270
928,8	0,8	24,851	89.465	0,267	0,275
928,9	0,9	29,654	106.754	0,269	0,279
928,95	0,95	32,159	115.773	0,274	0,285

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir

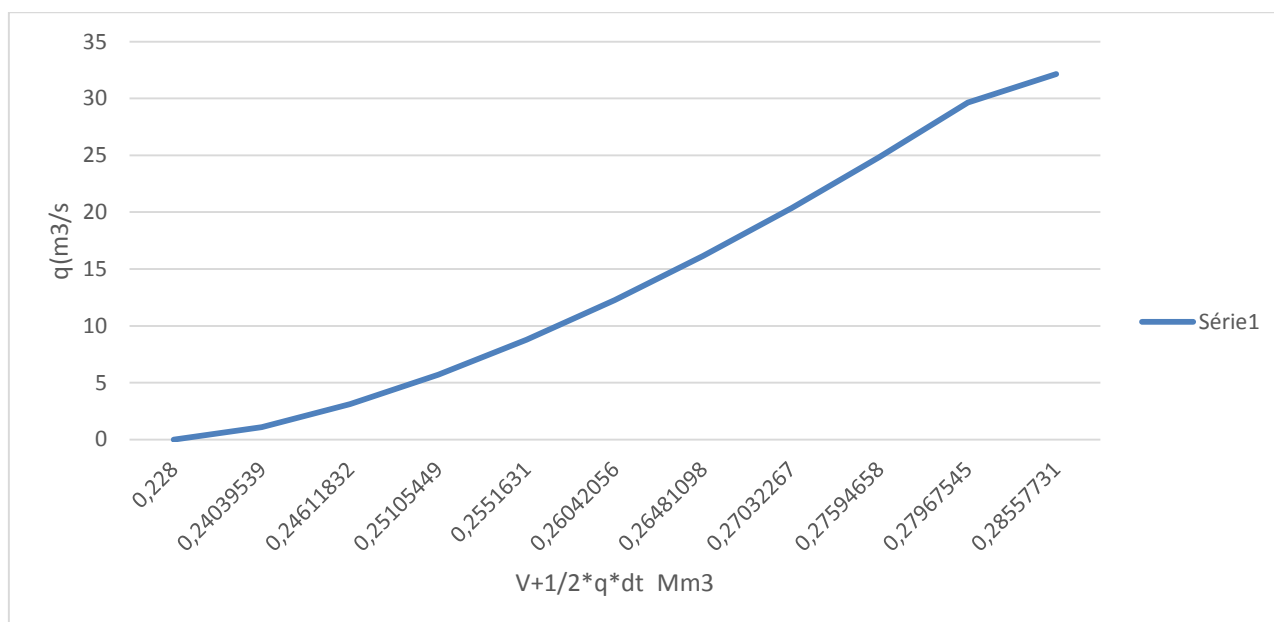


Figure III.10. Courbe des débit déversant

Tableau III .33 : Le laminage :

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	Q _{moy} - q (m ³ /s)	(Q _{moy} - q) Δt (m ³)	V+1/2.q.Δt (m ³)	q (m ³ /s)
0	0	0,71	0,71	1022,4	228000	0
0,2	1,42	3,55	2,32	3340,8	229022,4	0,23
0,4	5,68	9,23	7,22	10396,8	232363,2	0,32
0,6	12,78	17,75	15,24	21945,6	242760	3,51
0,8	22,72	29,105	13,605	19591,2	264705,6	7,5
1	35,49	38,445	6,135	8834,4	284296,8	12,31
1,08	41,4	35,805	0,935	1346,4	293131,2	17,87
1,09	30,21	25,445	-9,775	-14076	294477,6	22,22
1,1	20,68	18,305	-13,105	-18871,2	280401,6	25,41
1,15	15,93	13,13	-0,54	-777,6	261530,4	30,67
1,2	10,33	8,955	-2,585	-3722,4	260752,8	17,54
1,4	7,58	6,475	-3,435	-4946,4	257030,4	12,91
1,6	5,37	4,5	-3,14	-4521,6	252084	9,64
1,8	3,63	2,975	-3,125	-4500	247562,4	6,1
2	2,32	2,11	-2,65	-3816	243062,4	5,76
2,08	1,9	1,875	-1,295	-1864,8	239246,4	4,17
2,09	1,85	1,825	-0,625	-900	237381,6	3,45
2,1	1,8	1,585	-0,395	-568,8	236481,6	2,98
2,2	1,37	1,19	-0,75	-1080	235912,8	1,94
2,3	1,01	0,75	-1,11	-1598,4	234832,8	1,86

2,5	0,49					
		0,34	-1,45	-2088	233234,4	1,79
2,7	0,19					
		0,115	-1,285	-1850,4	231146,4	1,4
2,9	0,04					
		0,025	-0,865	-1245,6	229296	0,89
3	0,01					
		0,005	0	0	228050,4	0,005
3,24	0					
		0	-0,004	-5,76	228050,4	0,004
4	0					
		0	-0,003	-4,32	228044,64	0,003
5,5	0					
		0	-0,002	-2,88	228040,32	0,002
7	0					
		0	-0,0017	-2,448	228037,44	0,0017
9	0					
		0	-0,001	-1,44	228034,992	0,001
10	0					

Tableau III.33 : Laminage

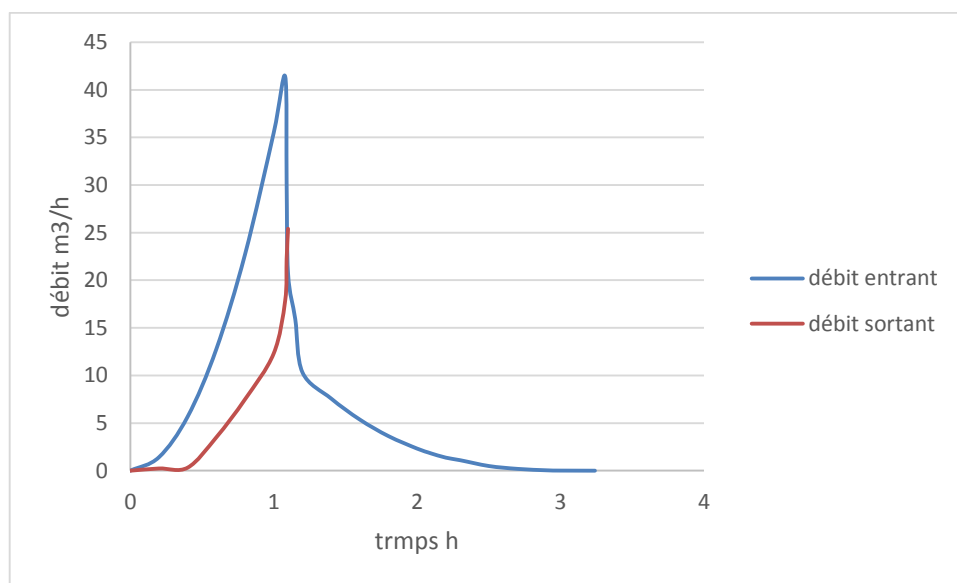


Figure III.24: Hydrogrammes des débits entrant et sortant

Chapitre 4 : Etude des variantes

IV.1 INTRODUCTION :

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

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

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et en main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

IV.2 : Types des barrages en remblai envisager :

IV.2.1 : Barrage homogène :

C'est le plus simple à réaliser, du fait que l'abondance des gisements d'argile latéritiques 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 imperméables ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

Il est constitué d'un seul matériau et comprend :

- *Un talus amont protégé contre l'érosion des vagues par un enrochement ou un perré.

- *Un talus aval empierré engazonné.

- *Un tapis drainant protégé par un filtre est disposé, sous le talus aval, ce tapis a pour but de rabattre les courants, afin d'augmenter la stabilité du talus aval.

IV.2.2 : Barrage en enrochements à noyau en argiles (Digue zoné)

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau qui s'intercale entre deux recharges (amont-aval) d'un matériau plus perméable et mécaniquement performant.

Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

IV.2.3 : Barrage en enrochement à masque en béton

Il est identique au barrage zoné, sauf que les recharges sont constituées par des enrochements, ce qui permet de raidir les pentes et de diminuer le volume des matériaux en remblai.

IV.3 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et de sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. Et pour savoir la classe de notre barrage nous avons le tableau IV.01.

- Tableau IV.01: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

types de sols de fondation	classes de barrages			
	I	II	III	IV
	hauteur de barrage (m)			
sol rocheux	>100	70-100	25-70	<25
sols sablonneux, pierreux, argileux non plastique	75	35-75	15-35	<15
terrain argileux plastique	>50	25-50	15-25	<15

Notre barrage appartient à la classe *III*.

IV.3 DEFINITION DE PROFIL GENERAL DE LA RETENUE :

IV.3.1 Hauteur de barrage et la largeur en crête :(voir chapitre 3)

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + t. = 928 - 915 + 0.95 + 1,20 + 0.5 = 15.56\text{m}$$

$b_{\text{cr}} = 06 \text{ m.}$

H_b : hauteur de barrage.

b_{br} : largeur en crête.

IV.3.2. La longueur en crête :

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$C_{\text{rête}} = 152\text{m}$$

IV.3.3: Choix des pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations et leurs matériaux de constructions utilisés.

Le tableau IV.6 nous consigne quelques valeurs qui devront être confirmées par une étude de stabilité.

Tableau IV.2 : Fruits des talus en fonction du type du barrage.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruits des talus	
		Amont	Aval
$H < 5$	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
< 10	- homogènes granulométries étendues	2	2
	- homogène à fort % d'argiles	2,5	2,5
	- à zones	2	2,5
$10 < H < 20$	- homogènes granulométries étendues	2,5	2,5
	- homogène à fort % d'argiles	3	2,5
	- à zones	3	3
$H \geq 20$	- homogène granulométrie	3	2,5
	- à zones	3	3

On opte pour des talus !

Talus amont : 1 / 3.0

Talus aval : 1 / 2.5

Ces valeurs seront corrigés si nécessaire lors de calcul de la stabilité des talus du barrage.

- Hauteur de barrage égale $H_b = 15.65\text{m}$

IV.3.4. Le volume du corps de barrage :

Volume nécessaire au remblai : Pour calculer le volume du corps du barrage, on se dispose du profil longitudinal de l'axe du barrage.

Le volume du barrage est donné par :

$$V_b = \sum V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L \dots\dots\dots(\text{IV.1})$$

V_i : Volume du barrage dans la coupe i en (m^3)

W_i : Section transversale du barrage dans la coupe i . (m^2)

L_i : Distance entre deux coupes voisines (m).

On a encore:
$$W_i = \frac{b + B_{pi}}{2} H_{bi}$$

B_{pi} : Largeur du pied du barrage (m).

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi}$$

H_{bi} : Hauteur du barrage au point i en (m) ;

m_1 : pente du talus amont;

m_2 : pente du talus aval.

IV.3.5. Variantes de la digue:

1^{ère} variante: barrage en terre homogène avec un drain vertical.

2^{ème} variante: barrage à zones.

3^{ème} variante: barrage en enrochement avec un masque amont en géomembrane.

• Evaluation du prix total des différents matériaux:

✧ 1^{ère} variante:

Pour un barrage homogène en d'une hauteur de 15.65 m en prend les pentes des talus:

$m_1=3,0$ et $m_2=2,5$, le volume du corps de la digue est calculé avec :

$$V_b = 13826.4336 \text{ m}^3$$

✧ 2^{ème} variante:

Pour un barrage à zones d'une hauteur de 15.65 m on prend les pentes des talus amont

et aval: $m_1 = m_2 = 2,5$, le volume du noyau et des recharges sont respectivement :

$V_n = 9348.31 \text{ m}^3$ et $V_r = 15681.71 \text{ m}^3$.

✧ 3^{ème} variante:

Pour un barrage en enrochements d'une hauteur de 15,65 m on prend les pentes des talus amont et aval: $m_1 = m_2 = 2,5$. Ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0,5m, le volume du remblai et du masque en béton sont respectivement :

$V_{m.b} = 925.42 \text{ m}^3$ et $V_r = 42000 \text{ m}^3$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant

- Tableau IV.03: Etude comparative de différentes variantes

Tyde de barrage	Destination	Volume (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Coût total (10 ⁶ DA)
Barrage homogène	Argile	9870.8900	1500	14.83	27.4774758
	Gravier	1924.0254	4000	7.696	
	Sable	771.2482	4000	3.084	
	Enrochement	1260.27	1500	1.89	
Barrage zoné	Recharges	15681.71	1500	23.522565	31.001231
	Noyau	9348.31	800	7.478648	
Barrage en terre avec masque en béton	Recharges	11923.63	1500	17.885445	56.573085
	Masque en béton	925.42	42000	38.68764	

Remarque :

Après évaluation des volumes des travaux ont révélé que la variante de la digue homogène est plus appropriée que les deux autres variantes. Du point de vue technique, les deux variantes

sont faisables, du point de vue économique les deux variantes sont également faisables.

Toutefois si on doit choisir entre les deux variantes étudiées la première s'impose pour la raison de facilité de construction et disponibilité des matériaux de construction de quantité et de qualité, sur le gîte d'empreinte qui est situé à la cuvette.

Vérification de la disponibilité du matériau sur site

Le bassin versant du barrage projeté est d'environ 17Km^2 , vu le manque d'informations sachant que :

1. La surface de la zone d'emprunt est 40% de surface total de bassin versant ;
2. La géologie sur site est homogène.

On trouve : $S_{em} = 6.912 \text{ Km}^2$.

D'après la coupe géologique (voir le tableau II), la profondeur d'argile et de 0.5 m donc le volume d'argile sur le site est $V_{arg} = 3456000 \text{ m}^3$.

Donc la quantité d'argile sur le site est largement supérieure au volume de remblais de la digue.

IV3.6. Protection des talus :

Les talus de la digue doivent nécessairement être protégés contre toute action pouvant contribuer à leur altération.

Les talus de la digue sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

Le talus aval :

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possibilité d'érosion à cause des pluies et s'il existe

un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'une (pierres) avec des épaisseurs entre 0,20 et 0,30 m

est très commune. La rigole sur berme aval a pour but de véhiculer les eaux de précipitation vers la rigole

de pied de la digue pour finir dans le lit de l'oued. La projection d'une rigole après le

dispositif de drainage a pour fonction de véhiculer les eaux d'infiltration et les eaux

superficielles vers le lit de l'oued.

Le talus amont :

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'au niveau mort pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont

l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes:

Première méthode:

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (IV.2)$$

Avec e : Epaisseur de l'enrochement en (m);

V : Vitesse de propagation des vagues (3.25 m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique

θ du matériau d'enrochement ($\gamma_P = 2,6 \text{ g/cm}^3$).

Tableau IV.4. Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de poids

Pente du talus	Valeur de C		
	$\delta=2.5$	$\delta=2.65$	$\delta=2.8$
¼	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
½	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.03
1/1	0.047	0.041	0.038

D'où $e = 0.3 \text{ m}$

En analysant les résultats obtenus, on peut conclure que l'épaisseur à pour la suite du dimensionnement de la digue est $e = 50 \text{ cm}$.

Donc on retient une protection d'une épaisseur de 50 cm d'enrochements. 50% de l'enrochement doit avoir un poids unitaire 'P' tel que :

$$P \geq 0,52 * e^2 * G \dots\dots\dots (IV.3)$$

Le diamètre moyen d'un bloc réduit à la sphère équivalent sera :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{Q_p}{0.524\gamma_p}} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec D_p : Diamètre moyen de la pierre en (m);

γ_p : Poids volumique de la pierre ($\gamma_p=24 \text{ KN/m}^3$);

Q_p : Poids d'une pierre, calculé par la formule suivante :

$$Q_p = \frac{0.025\gamma_p h^2 \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1\right)^3 \sqrt{1(m_1)^3}} \dots\dots\dots (IV.5)$$

Où m_1 : Pente du talus amont;

γ_w : Poids volumique de l'eau en (KN/m^3);

h : Hauteur des vagues ($h = \beta \cdot h_0$);

λ : Longueur d'onde de la vague en (m).

Selon LABOZOVSKY :

$$\lambda = \alpha \cdot \lambda_0 \dots\dots\dots (IV.6)$$

Avec λ_0 et h_0 : Valeurs calculées en eau profonde ;

α et β : Coefficients en fonction de la hauteur maximale d'eau dans la retenue.

$$h_0 = 0.073 K \cdot V \sqrt{F \cdot \varepsilon} \quad \text{et} \quad \lambda_0 = 0,073 K V \sqrt{\frac{F}{s}} \dots\dots\dots (IV.7)$$

Où K : coefficient caractéristique l'intensité et l'accroissement de la vague :

$$K = 1 + e^{0.4 \cdot \frac{F}{V}} \dots\dots\dots (IV.8)$$

ε : combure de la vague donnée par :

$$\varepsilon = \frac{1}{9 + 19e^{-\frac{14}{V}}} \dots\dots\dots (IV.9)$$

F : Longueur de l'élan ou longueur du Fetch qui devra vérifier la condition suivante :

$$(F < F_{cr} = 30 V^2 \varepsilon).$$

V : Vitesse des vagues en m/s.

- Tableau IV.05. Résultats de calcul :

Indice	ε	K	λ_0	h_0	h_0/λ_0	α	β	h	λ
Valeurs	0.11	2.1	1.27	0.27	0.21	0.44	0.56	0.15	0.56

Ainsi :

$$Q_p = \frac{0.025 \cdot 24 \cdot 0.15^2 \cdot 0.56}{\left(\frac{24}{10} - 1\right)^3 \sqrt{1+3^3}} \dots \dots \dots (IV.10)$$

$$Q_p = 0.087 \text{ KN}$$

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{Q}{0.542 \cdot \gamma_p}} \dots \dots \dots (IV.11)$$

$$\text{Donc } D_p = \sqrt[3]{\frac{0.087}{0.542 \cdot 2.4}}$$

$$D_p = 0.4 \text{ m.}$$

Deuxième méthode :

On peut établir la procédure suivante, en considérant dans le calcul le poids du bloc de la roche nécessaire pour supporter les forces appliquées produites par la pression statique et dynamique de la vague, ainsi que l'action érosive des vagues dans le calcul de la stabilité dont les facteurs sont le poids spécifique de la roche, la hauteur de la vague et le talus à protéger. La formule recommandée pour le calcul du poids maximal des roches isolées est :

$$Q_p = \frac{0.35 \cdot \gamma_m \cdot h^3}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1\right)^3 \sqrt{1+3^3}} \dots \dots \dots (IV.12)$$

Où

γ_m : poids volumique de la pierre varie entre (2,2 et 2,6 t/m³);

h : hauteur de la vague pour une probabilité déjà constatée;

γ : poids volumique de l'eau (1,0 t/m³);

m : talus à protéger.

$$\text{AN : } Q = 0.42 \text{ t.}$$

Le 50 % des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à $D_{50\%} = K \cdot D_{sph}$, ou K

est un Coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du *tableau* WWW.

- Tableau IV.6: Le coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage

Coefficient	IV	III	II	I
K	0.50	0.55	0.60	0.65

AN : $D_{50\%} = 0.231$ m.

Donc l'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante :

$$e = D_{50\%}(2-2.5) \dots \dots \dots (IV.13)$$

AN : $e = 50$ cm.

IV.4.DRAINAGES

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages

- Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- Ne pas permettre l'effet de renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- On doit contrôler son fonctionnement

IV.4.1 Prisme de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon $0.2 H$ où H est l'hauteur du barrage.

♦ Dimensionnement du prisme aval

- **fruits des talus :**

$m_1 = (1,00 \div 1,75)$ on prend $m_1 = 1,5$;

$m_2 = (1,50 \div 2,50)$ on prend $m_2 = 2,5$.

- la hauteur du drain

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,20) * H_{bcr} \dots\dots\dots (IV.14)$$

Avec H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

AN: $h_{dr} = 0,20 * 15.65$

$h_{dr} = 3,13 \text{ m.}$

-la largeur en sommet

Elle est donnée par :

$$b_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_{dr} \dots\dots\dots (IV.15)$$

AN : $b_{dr} = 1/3 * 3.13 = 1.04 \text{ m.}$

Mais nous opterons pour une largeur en crête de *3,00 m* disant que notre drain prisme va jouer le rôle d'une berme.

largeur en base du drain

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) * h_{dr} \dots\dots\dots (IV.16)$$

AN : $B = 3,00 + (1,5 + 2,5) * 3.13$

$B = 15.52 \text{ m.}$

IV.4.2 Tapis de drainage

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0,80 \text{ m}$; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre.

Un tapis filtrant horizontal est proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol de fondation, les éléments les plus fins constituant la première couche horizontale de ce filtre, cependant la granulométrie des couches disposées augmente progressivement.

• **Dimensionnement du drain tapis :**

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = L_b / 3$$

Avec L_d : Longueur du drain tapis (m);

L_b : Longueur transversale du barrage (m).

AN : $L_d = 92$ m

$L_d = 30.67$ m.

IV.5. LA CLE D'ÉTANCHEITE :

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit $0,30$ m. La largeur en base est de 4 m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m = 1.0$

IV.6. LES HYPOTHESES DE CALCUL DE FILTRATIONS HYDRAULIQUES POUR LES BARRAGES EN TERRE :

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- que le sol est homogène et isotrope, c'est à dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale.
- que la ligne phréatique suit la loi de la parabole de KOZENY.
- que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

La parabole de la courbe de KOZENY s'écrit comme suit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots (IV.17)$$

$$y = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (IV.18)$$

Avec $h = H_e$: niveau de la retenue normal $h = 13.7$ m ;

d : étant la largeur en base

$$b = m_1 * h \text{ donc : } b = 41.4;$$

$$d = 27.3 \text{ m}$$

$$y_0 = 2.52 \text{ m.}$$

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

$$y_2 = 5.04 x + 6.35$$

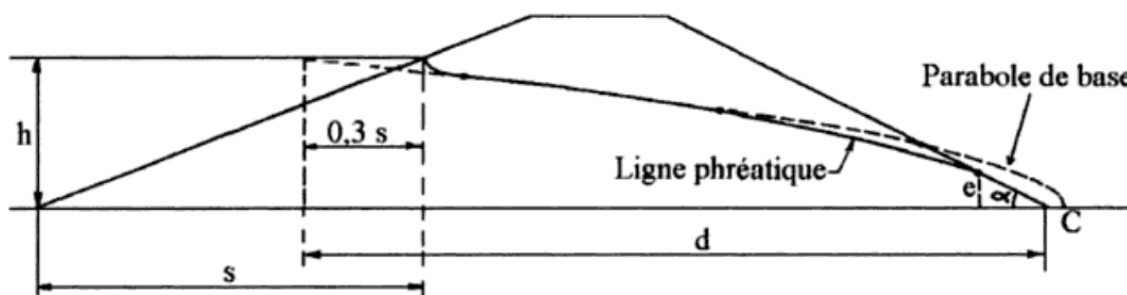


Figure IV.1 : parabole de KOZENY

La parabole coupe le plan d'eau en un point (A).

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY on raccorde celle-ci au point (B) du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en (B) et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point (D) sensiblement situé à une distance de (a_0) :

$$a_0 = y_0/2$$

$$a_0 = (\sqrt{d^2 + H^2} - d)/2 \dots \dots \dots (IV.19)$$

$$\text{AN : } a_0 = 2.52/2$$

$$a_0 = 1.26.$$

- Tableau IV.07: Coordonnées de la parabole de KOZENY

x(m)	0	5	10	15	20	25	30	35
y(m)	2,52	5,62	7,53	9,05	10,35	11,5	12,55	13,52

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau C est déterminé par l'équation Suivante :

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \dots \dots \dots (IV.20)$$

Avec a: la distance OC;

Δa : la distance C/C';

α : angle de face aval du drain avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de Casagrande (Voir Annexe), on détermine :

$$\text{Avec } \alpha = 90^\circ \Delta a / (a + \Delta a) = 0.25$$

$$\mathbf{AN : } a + \Delta a = 2.52 / 1 - 0$$

$$A + \Delta a = 2.52 \text{ m.}$$

$$\Delta a = 0.63 \text{ m}$$

$$a = 1.89 \text{ m}$$

IV.6.1. Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite) :

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K \cdot I \cdot A \dots\dots\dots (\text{IV.21})$$

Avec :

q_n : débit d'infiltration ($\text{m}^3/\text{s} / \text{ml}$);

I : gradient hydraulique;

K : Coefficient de perméabilité;

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = dy/dx$.

La section d'infiltration est: $A = y \cdot I$.

Donc :

$$q_n = K \cdot y \cdot dy / dx \quad \text{avec } y \cdot dy / dx = y_0$$

$$\text{d'où } q_n = K \cdot y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml.}$$

$$\text{Sachant que : } K = 2,1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s.}$$

$$\mathbf{q = 5,29 \cdot 10^{-8} m^3 / s / ml.}$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$\mathbf{Q = q \cdot L}$$

$$\mathbf{Q = 4.87 \cdot 10^{-6} m^3 / s.}$$

Le débit de perte en une année sera :

$$\mathbf{Q_{an} = 149,69 \text{ m}^3 / \text{an.}}$$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

IV.6.2.Calcul les débits des fuites à travers la fondation :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < I_{cr} / K_s \dots\dots\dots(IV.22)$$

Avec

I_{cr} : Gradient d'infiltration critique donné par le tableau IV.9

K_s : Coefficient de sécurité déterminée d'après le tableau IV.10

Tableau:IV.9 Le gradient d'infiltration critique :

Sol de fondation	Argile	Limon	sable gros	sable moyen	sable fin
I_{cr}	1,2	0,65	0,45	0,38	0,29

Tableau:IV.10 Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage :

La classe de l'ouvrage	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

Avec :

I_f : Gradient d'infiltration dans la fondation donné par

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots(IV.23)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c = 4m$)

H : charge d'eau (12.9m).

L : longueur à la base du barrage. ($L=110m$).

$$AN : I_f = \frac{12.9}{110 + 3.52} = 0.11$$

$$On \text{ a donc : } \frac{I_{cr}}{K_s} = \frac{1.2}{1.15} = 1.04$$

On remarque $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$, donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

IV.6.3.Calcul des filtres :

IV.6.3.1.Règles des filtres :

On calcule les filtres, l'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

- Condition 01 :

$$d_5/d_{17} \geq 0.32 \sqrt[n]{\eta} \cdot (1 + 0.05 \frac{n}{1-n}) \dots \dots \dots (IV.24)$$

D'après la courbe granulométrique :

Avec

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre;

$$\eta = D_{60} / D_{10}$$

n : Porosité du sol en fonction d'unité;

$$n = n_0 - (0,1 * \text{Log} * \eta) \dots \dots \dots (IV.25)$$

- $n_0 = 0,40$ pour les sols caillouteux;

- $n_0 = 0,45$ pour les sols argileux;

- Condition 02 :

Vérification des suffisances de perméabilité:

$$K_f > (2 + \sqrt[n]{\eta}) \cdot K$$

Avec :

K : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s);

K_F : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

IV.6.3.2 Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots \dots \dots (IV.26)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots \dots \dots (IV.27)$$

Avec :

D_{50} : Diamètre de filtre ;

d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

Granulométrie de sol à protéger :

$$\begin{aligned}d_{15} &= 0,0008 \text{ mm;} \\ d_{50} &= 0,0168 \text{ mm;} \\ d_{85} &= 0,116 \text{ mm.}\end{aligned}$$

La première couche de filtre est entre le corps du barrage et la première couche de drain a des limites suivantes :

$$\begin{aligned}0,0096 \text{ mm} &< D_{15} < 0,032 \text{ mm;} \\ 0,316 \text{ mm} &< D_{50} < 1,740 \text{ mm;} \end{aligned}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$\begin{aligned}D_{15} &= 0,02 \text{ mm;} \\ D_{50} &= 0,63 \text{ mm.}\end{aligned}$$

La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche:

$$\begin{aligned}0,379 \text{ mm} &< D_{15} < 0,714 \text{ mm;} \\ 12,60 \text{ mm} &< D_{50} < 35,36 \text{ mm.}\end{aligned}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$$\begin{aligned}D_{50} &= 0,52 \text{ mm;} \\ d_{15} &= 22,05 \text{ mm.}\end{aligned}$$

Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres :

1) Filtre N° 01

Condition 1 :

$$D_5/D_{17} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0.05 \eta)^{\frac{n}{1-n}}$$

D'après la courbe granulométrique de F1 :

$$\begin{aligned}d_{05} &= 0,015 \text{ mm;} d_{10} = 0,018 \text{ mm;} \\ d_{15} &= 0,02 d_{17} = 0,022 \text{ mm;} \\ d_{50} &= 0.63 \text{ mm;} d_{60} = 0,67 \text{ mm;} d_{85} = 19 \text{ mm.}\end{aligned}$$

$\eta = D_{60}/D_{10} = 37.2$ coefficient d'hétérogénéité.

$n_0 = 0,45$ d'où $n = 0,30$;

$D_5/D_{17} = 0,68 > 0,62$.

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

Vérification de La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.02}{0.116} = 0.172 < 4.$$

Donc pas de zone de transition.

2) Filtre N° 02

$$\begin{aligned}d_{05} &= 0,3 \text{ mm}; d_{10} = 0,4 \text{ mm}; \\d_{15} &= 0,52 \text{ mm}; d_{17} = 0,8 \text{ mm}; \\d_{50} &= 22,05 \text{ mm}; d_{60} = 25 \text{ mm}; d_{85} = 110 \text{ mm}.\end{aligned}$$

$\eta = D_{60}/D_{10} = 62,5$ coefficient d'hétérogénéité.
 $n_0 = 0,44$ d'où $n = 0,22$;

Condition 1 :

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

$$D_5/D_{17} = 0,38 > 0,24.$$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD n'existe pas.

Vérification de La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,52}{110} = 0,005 < 4.$$

Donc pas de zone de transition.

Conclusion:

On prévoit:

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur 10 cm;

L'enrochement d'épaisseur 35 cm.

IV.7.Calcul de stabilité :

IV.7.1Généralité sur la stabilité des barrages (talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite (méthode des tranches), qui est de calcul en rupteur circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

- 1- Par un calcul de vérification de la stabilité, la valeur caractéristique du remblai étant fixent.
- 2- Par une série de calculs dit dimensionnement, où l'on fait varier plusieurs paramètres (angle de talus...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

A) Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

A 1) Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres)

A 2) Glissement en cascade ;

A 3) Glissement, puits renard.

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la cote du plan d'eau amont.

B) L'instabilité mécanique en fondation.

IV.7.2. Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau.
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit.

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et de sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas :

- Fonctionnement normal (talus aval).
- Fin de construction (talus amont et talus aval)

- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement. Par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieure ou égale au coefficient admissible « K_{adm} » déterminé d'après le tableau IV.12 :

Tableau IV.12 : coefficient de stabilité des talus.

Combinaison des charges et des Action	classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3-1,2	1,2-1,15	1,15-1,1	1,1-1,05
Spéciales avec séisme	1,1-1,05	1,1-1,05	1,1-1,05	1,05

Notre barrage est de classe III, le coefficient admissible sera donc :

- Sans séisme : $K_{SS,adm} = 1.2- 1.15$
- Avec séisme : $K_{AS,adm} = 1.1 -1.05$.

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul de coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on le compare au coefficient de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

3. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

1. tracer à l'échelle le profil en travers de barrage.
2. tracer deux ligne au milieu du talus moyen (point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne de talus.
3. tracer les arcs des cercles de rayons R1 et R2 avec :

$$R1 = K_1 H_b.$$

$$R2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 15.56m$).

(K_1 - K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau IV.13

Tableau IV.13 les différents valeurs de K en fonction de pente de talus

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K1= R1/H_b$	0.75	0.75	1	12.5	2.2	3
$K2= R2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Pour notre cas :

Tableau IV.14

Talus	Pente de talus	K1	K2	R1(m)	R2(m)
Amont	3	1	2.3	15.56	35.79
Aval	2.5	0.875	2.025	13.62	31.59

Le centre des rayons étant le point « B »0

L'intersection des rayons R1, R2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles, on trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté de talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on remarque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

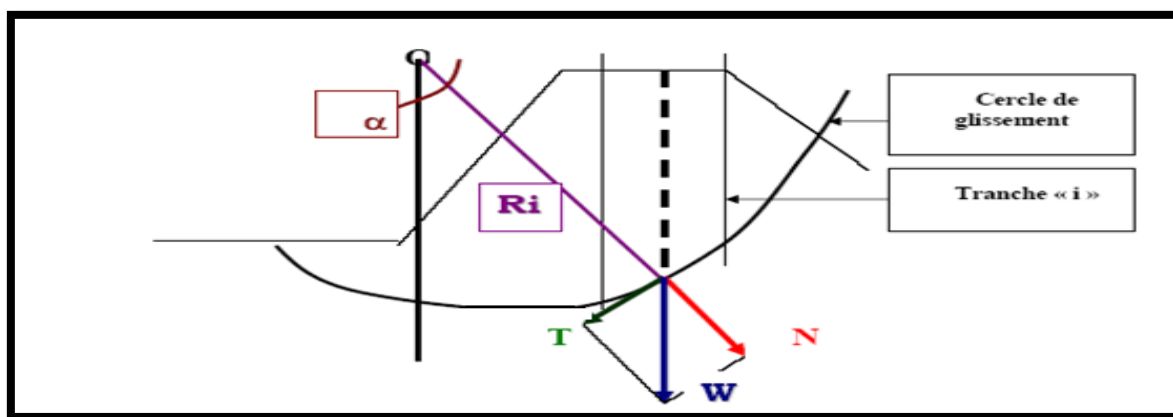


Figure IV.2 : schéma de stabilité

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

- 1- Poids de tranche G.
- 2- Forces de frottement au pied de la partie partagée F.
- 3- Forces des pressions interstitielles.
- 4- Forces de cohésion.
- 5- L'effort de séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- 1- Composante normale (force de stabilisatrices) $N = G \cos \alpha$.
- 2- Composante périphérique (force déstabilisatrices) $T = G \sin \alpha$.

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale .

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section divisée}}{10}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

4.1. Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$G_n = b(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) \dots \dots \dots (IV.28)$$

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : Densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : Densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : Densité de l'assise.

b : Largeur de la tranche.

4.2. Force de pression interstitielle

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue.

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots \dots \dots (IV.29)$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ kn/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

4.3. Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \dots \dots \dots (IV.30)$$

C : cohésion du sol (matériau).

4.4 Force dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \dots \dots \dots (IV.31)$$

a : coefficient de séisme. $a = 0.15$

G_n : poids de la tranche.

5 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

a) Force de frottement :

$$F_1 : Nn \tan \varphi - U dl \tan \varphi \dots \dots \dots (IV.32)$$

φ : Angle de frottement.

d : longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b) Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \dots \dots \dots (IV.32)$$

$$\text{Avec : } dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360} \dots \dots \dots (IV.33)$$

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : angle au centre des traçons au centre de glissement est donnée par :

$$M_s = [(Nn - Udl) \operatorname{tg} \varphi + c \, dl] R \dots \dots \dots (\text{IV.34})$$

Les forces motrices :

Les forces motrices sont caractérisées par la composantes périphérique (N,t), (force de cisaillement) du poids (Gn) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum T_n \dots \dots \dots (\text{IV.35})$$

6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient « K_s » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum (Nn - Pi) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum Ci \, dl}{\sum G_n \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (\text{IV.36})$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - Pi) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum Ci \, dl}{\left(\frac{1}{R}\right) \sum G_n \cdot an_i \, dn_i} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (\text{IV.37})$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme. K_{ss adm} = 1.15-1.1.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme. K_{as asm} = 1.1-1.05.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum Nn \operatorname{tg} \varphi_i + \sum Ci \, dl}{\sum T_n} \dots \dots \dots (\text{IV.38})$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nn \operatorname{tg} \varphi_i + \sum Ci \, dl}{\sum T_n \left(\frac{1}{R}\right) \sum a G_n \, dn_i} \dots \dots \dots (\text{IV.39})$$

c) vidange rapide :

Le calcul de fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nn \operatorname{tg} \varphi_i + \sum Ci \, dl}{\sum T_n} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (\text{IV.40})$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - Pi) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum Ci \, dl}{\sum T_n \left(\frac{1}{R}\right) \sum G_n \cdot an_i \, dn_i} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (\text{IV.41})$$

Tableau IV15 : coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Avec séisme	Sans séisme
Fin de construction	Talus Aval R= 22.42m. R=29.3m. R= 31.3m.	1.59 1.26 2.78	1.82 1.65 4.42
	Talus Amont R= 25.3m. R= 32.2m. R= 34.2m.	1.77 1.36 1,38	2.82 1.61 1.95
Fonctionnement Normale	Talus aval R= 22.4m. R= 25.3m. R= 31.3m.	1.39 1.25 1.38	1.78 1.62 2.38
Vidange rapide	Talus amont R= 25.3m. R= 32.2m. R= 34.2m. .	1.77 1.19 1.29	2.14 1.88 2.09

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre 5 : Etude des ouvrages Annexes

Introduction

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes covenants à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie de du site et autre.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront :

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

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement-économie) à notre retenue.

V.1. Ouvrage de prise

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normal de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

V.1.1 Type de prise d'eau

1) Prise d'eau en charge

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton. Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes commande au pied avel de la digue.

En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange

2) Prise d'eau flottante

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, le prélèvement s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci est celui de coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièce hydromécanique

3) Tour de prise

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise-vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que sensibilité due aux séismes.

V.2. Ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (renard, glissement d'une partie de talus aval ...).
- De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

V.2.1 Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

V.2.2. Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battement ou de vibration sous l'effet de passage en écoulement instables à fort débits.

V.2.3 choix de la variante

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problèmes dus au transport solide (Colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.
- Prévoir une bonne assise pour la conduite.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnée dans le tableau (V.1)

Tableau V.1 : Type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$:

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	PVC ou Acier	(160-200) 300 en acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300-400	
100 à 300		400-600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600-800	
700 à 1500		800-1200	
$1500 \geq$	Galerie en béton armé (tuyau pose dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en avale

H : Hauteur de barrage en (m).

V : volume d'eau stocké en (Mm^3).

V.3 ouvrage d'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

V.3.1 critères de choix de l'évacuateur de crue

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

1. La sureté et la sécurité de fonctionnement.
2. Les difficultés de réalisation.
3. Les exigences topographiques du site.
4. Les exigences géologiques du site.
5. La facilité d'entretien.
6. La facilité de modification.
7. Le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :

1. L'évacuateur à écoulement libre.
2. L'évacuateur par puit noyé.

V.3.2 Différents types des évacuateurs de crues

1) Evacuateur de crues en puit (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m^3/s ;
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

-

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage);
- Problème de vibration;
- Problème de liaison difficile à assurer (digue -- conduite ou galerie);
- Dissipation au pied de la digue.

2) Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

3) Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet;
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peu élevé;
- La difficulté de modification.

4) Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- Aucune exigence topographique;
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Entretien indispensable;
- Débit faible à évacuer;
- Dispositif sur le corps de la digue.

V.4 Dimensionnement de la prise d'eau

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale en aval), de temps de prise.

La consommation maximale est en mois de Aout : $V_{\max} = 50000 \text{ m}^3$.

$$\text{Donc : } Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}.$$

Avec : T : temps de prise (T = 30 jours).

D'où : $Q_{\max} = 0.019 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit $\mu = 0.25$.

S : section de la conduite en m^2 .

H : charge d'eau minimale $H = 7.2 \text{ m}$.

On trouve : $S = 0.010 \text{ m}^2$. Donc $D = 0.112 \text{ m}$.

Pour l'optimisation on prend $d = 125 \text{ mm}$.

□ □ □ Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = S \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \dots \dots \dots (\text{V.1})$$

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes des charges singulières et linéaires.

On suppose que les pertes des charges singulières sont égales à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda L}{D} \dots \dots \dots (\text{V.2})$$

L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 97 m.

Avec : $\lambda = 0.04$

A.N : $\sum \xi = 35.7 \text{ m}$.

$\mu = 0.17 \text{ m}$ donc $D = 0.136 \text{ m}$.

On prend un diamètre normalisé :

d = 150 mm.

Calcule de de la vitesse de l'eau dans la conduite

On a : $V = Q_{\max}/S$ $V = 1.5\text{m/s}$

Conclusion :

La conduite de prise d'eau a un diamètre de 150mm, En acier.

V.5 dimensionnement de l'ouvrage de vidange

V.5.1 calcule de débit de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VI.3)$$

Avec V_u : volume utile de retenue ($V_u = 90000 \text{ m}^3$) ;

T : temps de vidange ($15 < T < 21$) jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N :

$$Q = \frac{228000}{15 \times 86400} + \frac{0.67 \cdot 10^6}{30,76 \cdot 10^6}$$

$$Q = 0.1\text{m}^3/\text{s}$$

Calcule hydraulique

Ce calcule consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, on utilise la formule de l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot z} \dots \dots \dots (V.4)$$

Avec :

Q : débit de la vidange de fond (m^3/s);

μ : coefficient de débit $\mu \in (0,4 - 0,85)$;

S : section de la conduite en m^2 ;

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en m.

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2 \cdot g \cdot Z}} = \pi \frac{d^2}{4} \dots \dots \dots (V.5)$$

$\mu = 0.4$.

On trouve : $S = 0.0 \text{ m}^2$

D'où $d = 0.20 \text{ m} = 200 \text{ mm}$.

Correction de valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots \dots \dots (V.6)$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficient de pertes de charge singulières.

$$\sum \xi = \xi_{\text{ent}} + \xi_{\text{va}} + \xi_{\text{sor}} + \xi_{\text{grille}}$$

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,50$$

$$\xi_{\text{sortie}} = 1,00$$

$$\xi_{\text{vannes}} = 0,10$$

$$\xi_{\text{grille}} = 0,25$$

Donc :

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_l = \frac{\lambda L}{d} \dots \dots \dots (VI.7)$$

L : longueur de la conduite de vidange en (l = 92 m) ;

D : diamètre de la conduite de vidange :

λ : Coefficient de frottement.

$$\lambda = \frac{124,6 \cdot n^2}{d^{1/3}} \dots \dots \dots (VI.7)$$

n : coefficient de rugosité ($n = 0,014 \text{ m}^{1/3.s}$);

On trouve : $\lambda = 0.042 \Rightarrow \sum \xi_1 = .19.11$

Ce qui nous donne : $\mu = 0.23$.

Avec cette nouvelle valeur coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $d = 0.21 \text{ m}$.

On adopte la valeur $D_{vf} = 250 \text{ mm}$.

La conduite en acier d'un diamètre de 250mm.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes : $V_q = d/S$

Ça donne $V_s = 2.7 \text{ m/s}$.

Chapitre 6 : Etude de la variante choisie de l'évacuateur

VI.1 : Introduction :

Les évacuateurs de crues sont des dispositifs de sécurité placés dans les barrages pour assurer convenablement l'évacuation des trop-pleins et leur restitution adéquate dans le thalweg en aval. Ces trop-pleins sont calculés sous forme de crues exceptionnelles.

VI.2 : Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :

Le choix du type de l'évacuateur, de son dimensionnement est une phase essentielle dans la conception d'un barrage, car sa sécurité et sa longévité en dépendent.

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

- De point de vue topographiques, géologiques et économiques. Dans ce sens, l'examen du site au stade actuel de l'étude montre que l'emplacement de l'évacuateur de crue sur la rive droite est le plus judicieux tant sur le plan topographique que sur le plan économique.

- La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversante.

VI.3 : Dimensionnement hydraulique :

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa longueur déversante lors de l'évacuation de la crue centennale.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversante (16m) et pour la même charge ($h_{dév} = 0.95m$) et le même débit déversant ($34.98 m^3/s$).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- Un canal d'amenée.
- Un seuil déversant pour le contrôle du débit.
- Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier).
- Un dissipateur d'énergie.
- Un canal de restitution.

VI.3.1 : Canal d'amenée :

Le canal d'amenée (d'approche) permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.
Vitesse d'approche :

La vitesse d'approche est donnée par la formule : $V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \dots \dots \dots (VI.1)$

Q : Débit à évacuer (m³/s).

S_{cana} : Section du canal (m²).

S_{can} = H x b.

H: Charge d'eau (m).

H = h + P.

P : Hauteur de pelle (1m).

h : Lane déversante (m).

$$A_{approche} = 0.57 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ (4.4 – 10) m/s pour sol peu argileux (Donc pas de risque de l'érosion.)

VI.3.2 : Déversoir

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), c'est l'ouvrage collectant les eaux à partir de la retenue, c'est section de contrôle que l'on dimensionne en fonction des contraintes de la stabilité et du débit de pointe de l'hydro gramme de laminé.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2h^{0.85}} \dots \dots \dots (VI.2)$$

h : Charge sur le déversoir (m).

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau (VI.1) et le profil du déversoir est représenté par la Fig. (VI.1).

Tab.VI.1 : les coordonnées de profil :

X(m)	0,00	0,25	0,50	0,75	1	1.25	1.50
Y(m)	0,00	0.037	0.133	0.281	0.479	0.723	0.95

Calcul les hauteurs conjuguées du ressaut

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1) \leftrightarrow F_r = 2.1$$

En déterminé la hauteur conjuguée h1 a partir de l'abaque (variation de vitesse réelles au pied aval d'un barrage déversoir à fort pont aval en fonction de la cote de la retenue et de la charge sur la déversoir)

H=0.95m Z=1.9 m ↔ l'abaque V=6.6 m/s

En calcul la 1ere hauteur conjuguée h₁ et en déduire h₂ :

$$h_1 = \frac{q}{v \cdot b} \leftrightarrow h_1 = 0.35 \text{ m} \text{ alors } h_2 = 0.87 \text{ m}$$

Longueur de ressaut hydraulique :

$$L_r = 2.5 (1.9 h_2 - h_1) \leftrightarrow L_r = 3.25 \text{ m} \quad (\text{Pavlovski})$$

$$L_r = 6 (h_2 - h_1) \leftrightarrow L_r = 3.21 \text{ m} \quad (\text{Bakhmeteff})$$

Vérification la position de ressaut hydraulique

En compare la seconde hauteur par rapport au tirant d'eau aval h_{av} pour contrôle la position de ressaut hydraulique.

$h_{av} = 0.95 \text{ m} > h_2 = 0.87 \text{ m} \leftrightarrow$ alors le ressaut est noyé pour dissiper l'énergie.

VI.3.3 : Chenal d'écoulement

Le chenal d'écoulement fait suite directement au déversoir, il permet de véhiculer l'eau déversée au coursier par l'intermédiaire d'un convergeant. La longueur du chenal est fonction de la topographie du terrain, elle est prise égale à 10 m, et sont pente est très faible.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique " y_c " et la pente critique.

VI.3.3.1 : Profondeur critique

$$\text{Ou : } Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \dots\dots\dots \text{VI.3}$$

Q : débit de projet lamine ($Q = 34.98 \text{ m}^3/\text{s}$);

b : la largeur de déversoir ($b = 16 \text{ m}$).

$$\underline{\text{A.N.}}: \quad Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \cdot \left(\frac{34.98}{16} \right)^2} = 0.70 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \boxed{Y_c = 0.70 \text{ m}}$$

VI.3.3.2 : Pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning : $Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots \text{VI.4}$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler ($K = 71$)

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$$

$$\underline{\text{A.N :}} \quad I_{cr} = \left[\frac{34.98 \cdot (16 + (2.0.7))^{2/3}}{71 \cdot (16 \cdot 0.7)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,23\% \Rightarrow \boxed{I_{cr} = 0,23\%}$$

$I_{cr} = 0.23\% > 0.1\%$, donc la condition est vérifiée

VI.3.4 : Calcul du convergeant

Le convergeant et l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

Ou :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots \text{VI.5}$$

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle

$$\tan(\alpha) < \frac{1}{3 \cdot F_r} \quad \text{avec} \quad \tan(\alpha) = \frac{L_1 - L_2}{2 \cdot L} \quad \tan(\alpha) = 0.2$$

$$\frac{1}{3 \cdot F_r} = 0.27 \text{ donc } 0.2 < 0.27 \quad \leftrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

$$\underline{\text{A.N :}} \quad L = 2,5 (16 - 6) = \mathbf{25m}$$

VI.3.5 : Le coursier

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

VI.3.5.1 : Largeur du coursier

Elle est donnée par : $L_{cou} = Q^{0.4} \text{ (m)}$.

Soit : $L_{cour} = 34.98^{0.4} = 4,1m$ On prend : $L_{Cour} = \mathbf{6m}$

VI.3.5.2 : Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique.

$$L_{cou} = \mathbf{80 m}$$

Pente de coursier $I_{coursier} \mathbf{13\%}$

VI.3.5.3 : La profondeur critique :

La condition de l'état critique est : $\frac{Q^2 L}{g \cdot S^3} = 1$ VI.6

Pour un canal rectangulaire : $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot L^2}}$

L : est la largeur du coursier égale a 6m.

A.N : $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{34.98^2}{9.81 \cdot 6^2}} = 1.51m$ **H_{cr}=1.51m**

VI.3.5.4 : Pente critique :

$I_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 S_{cr} R_{cr}} \dots\dots\dots VI.7$

S_{cr} : Section critique (m²).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY, $C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$

A.N :

$$\left. \begin{array}{l} S_{cr} = L \cdot h_{cr} = 6 \cdot 1,51 = 9,08 \text{ m}^2 \\ P_{cr} = L + 2 \cdot h_{cr} = 6 + 3,02 = 9,02 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{9,08}{9,02} = 1,00 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} 1^{1/6} = 71,43$$

Donc : $I_{cr} = \left(\frac{34.98^2}{71.43^2 \cdot 9.08^2 \cdot 1} \right) \cdot 100\% = 0,29\%$

$$I_{\text{coursier}} > I_{cr}$$

La profondeur normale H_n :

On détermine tout d'abord la profondeur normale, cette profondeur est celle qui apparaît pour la pente du coursier si l'écoulement est uniforme.

Elle se déduit de l'équation de CHEZY :

$$q_{\max p\%} = S_n C_n \sqrt{R_n I}$$

S_n : la section mouillée ($S_n = b' \cdot h_n$).

P_n : le périmètre mouillé ($P_n = b' + 2h_n$).

R_n : le rayon hydraulique ($R_n = S_n / P_n$).

C_n : coefficient de CHEZY ($C_n = (1/n) R_n^{1/6}$)

Avec:

n : coefficient de rugosité du béton ($n=0,014$).

Le calcul se fait par itérations successives. On donne des valeurs pour h_0 , et on calcule Q_0 jusqu'à atteindre une valeur qui s'approche de $Q=34.98 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2 : Calcul de la profondeur normale

$H_n(\text{m})$	$S_n(\text{m}^2)$	$P_n(\text{m})$	$R_n(\text{m})$	ln	$p_{\max p\%}$
0,1	1,6	16,2	0,09876543	0.13	6,90674761
0,2	3,2	16,4	0,19512195	0.13	21,7489197
0,21	3,36	16,42	0,2046285	0.13	23,5722109
0,23	3,68	16,46	0,2235723	0.13	27,3869353
0,24	3,84	16,48	0,23300971	0.13	29,3763292
0,26	4,16	16,52	0,25181598	0.13	33,5144796
0,27	4,32	16,54	0,26118501	0.13	34,8814939

Donc la hauteur normale est $h_n=0.5391 \text{ m}$.

VI.3.5.5 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est fait par un moyen informatique, avec le Logiciel « **CANAL21** ».

Tableau (VII.03) : Ligne d'eau à pas d'espace de 10m

No	Y	V	Hs	F
.	m	m/s	m	.
0	1.504	3.876	2.270	1.009
10	0.915	6.371	2.984	2.126
20	0.782	7.455	3.615	2.692
30	0.707	8.240	4.168	3.128
40	0.659	8.849	4.650	3.481
50	0.625	9.333	5.064	3.770
60	0.600	9.724	5.419	4.010
70	0.581	10.042	5.720	4.208
80	0.566	10.302	5.975	4.372

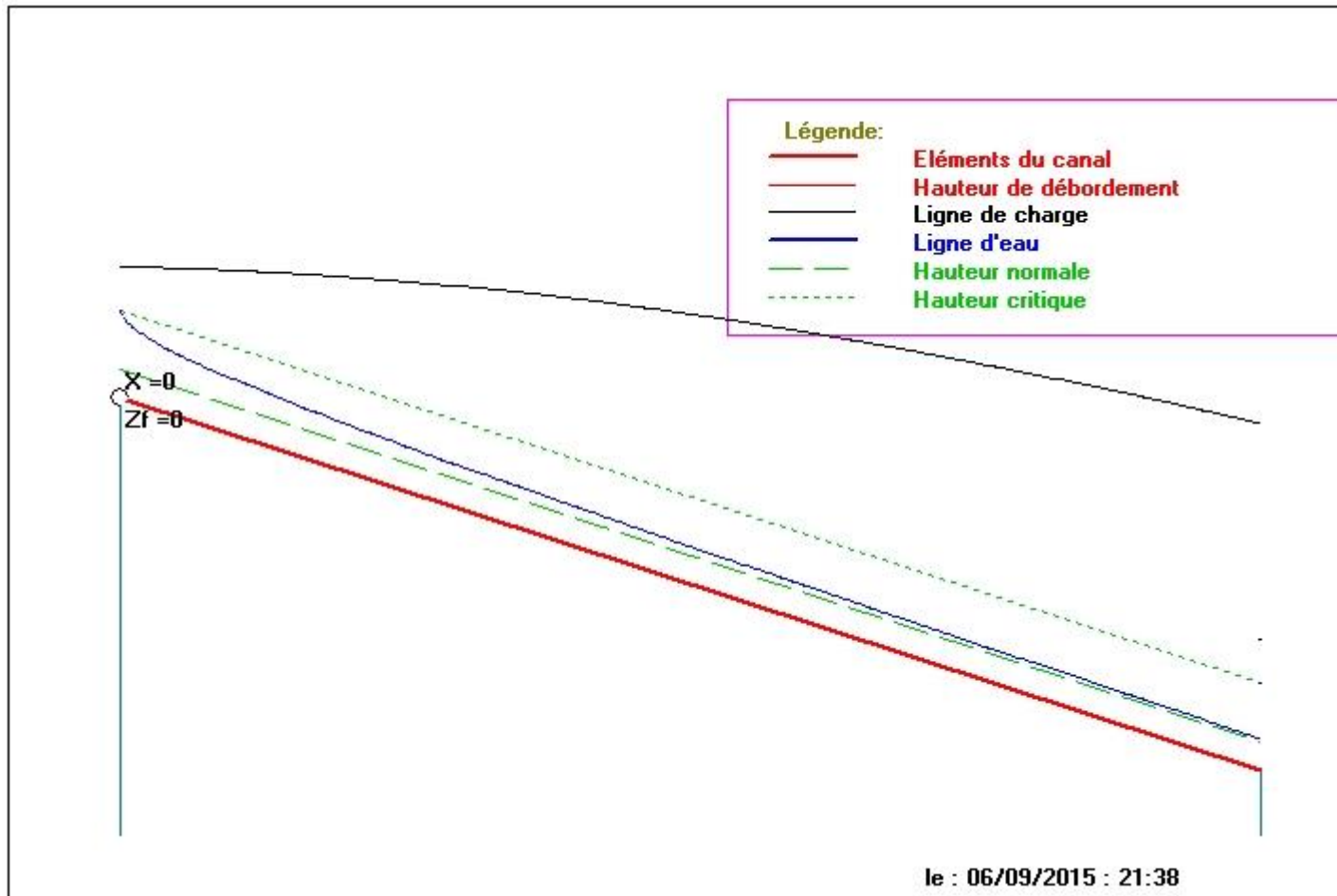


Figure 01 Graphe de la ligne d'eau

On a : $FR = \frac{V}{\sqrt{gh_c}}$ Avec : V : Vitesse de sortie du coursier (m/s).

$V = \frac{Q}{S}$ (m/s) Soit : $V=14,32$ m/s et $FR=7.17$

VI.3.6 : Dissipateur d'énergie

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

alors, Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1 \leq Fr \leq 1.7$ Ressaut ondulé.

$1.7 \leq Fr \leq 2.5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2.5 \leq Fr \leq 4.5$ Ressaut oscillant.

$4.5 \leq Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr \geq 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

Froude est supérieur à 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée inférieure à 15 m/s, alors ai appelé à utiliser le bassin de type II.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes

VI.3.6.1 : Dimensionnement du bassin

De l'abaque de l'annexe [II] On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8Fr^2} - 1) \dots\dots\dots VI.8$$

Donc : $\frac{Y_2}{Y_1} = 9.2$ Avec : $Y_1 = 0.407m$

D'où : $Y_2 = 3.74m$

VI.3.6.2 : Longueur du bassin :

De l'abaque de l'Annexe [II] on a :

$$\frac{L}{Y_2} = 2.72 \quad \text{Donc : } L_{bas} = 2.72 \times 3.74 = 10.15 \text{ m.}$$

VI.3.6.3 : Dimensionnement des blocs Chicanes

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = 2Y_1 = 0.814m.$
- La largeur des blocs de chutes : $w = Y_1 = 0.407m.$
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = w = 0.407m.$
- Hauteur des blocs chicanes $h_2 = 1.5y_1 = 0.61m$
- La hauteur de seuil des blocs chicane $b = 0.75h_2 = 0.46m$
- Epaisseur de seuil de blocs chicane $e = 0.2h_2 = 1.22m$
- Hauteur de seuil terminal $h_4 = 1.8y_1 = 0.73m$
- Espacement entre deux blocs chicanes $e_2 = 0.75h_2 = 0.46m$

VI.3.7 : Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, et une pente $I = 0,5 \%$

Le canal a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

VI.3.7.1 : La hauteur critique

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots VI.9$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \text{et : } \sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad [m = 1].$$

$$\text{Donc : } K = \sqrt[3]{\frac{34.98^2}{g \cdot 6^2}} = 1.51 \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{1.51 \cdot 1}{6} = 0.25$$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0.25}{3} + 0.015 \cdot 0.25^2 \right) \cdot 1.51 = 1.39 \text{ m}$$

VI.3.7.2 : Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots VI.10$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \text{Soit : } S_{cr} = 10.27 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{Soit : } P_{cr} = 7.97 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{Soit: } R_{cr} = 1.29 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{Soit : } \boxed{C_{cr} = 74.53}$$

$$I_{cr} = \frac{34.98^2}{10.27^2 \cdot 74.53^2 \cdot 1.29} \cdot 100\% = 0.16\%$$

VI.3.7.3 : La vitesse de l'écoulement

$$V = Q/S = C \sqrt{RI} \Rightarrow V = 74.53 \sqrt{1.29 \cdot 0.0016} = 3.39 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VI.4 : Conception de l'évacuateur de crues

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparitions des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des murs bajoyers.

VI.4.1 : Hauteur des murs bajoyers

VI.4.1.1 : Hauteur des murs à l'entrée du déversoir

On a : $h_m = h_e + r$ VI.11

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lamé d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par : $[r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}]$.

Soit: $V = 34.98 / (16.0,95) = 2.30$ m/s donc : $r = 0.79$ m.

$$h_m = 0.95 + 0.79 = 1.74 \text{ m.}$$

VI.4.1.2 : Hauteur des murs du chenal

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du barrage.

VI.4.1.3 : Hauteur des murs au début du coursier

La vitesse de l'eau au niveau de la section de controle est

$$V = \frac{Q}{B.Y_c} \quad \text{donc} \quad V = \frac{34.98}{6.1,51} = 3.86 \text{ m/s.}$$

La revanche (R) est égale à : $R = 0.61 + 0.14.V^{1/3}$

$$R = 0.83 \text{ m.}$$

D'où la hauteur de mur H_m du courcier sera :

$$H_{cr} = H_c + R = 1.51 + 0.83 = 2.34 \text{ m}$$

VI.4.1.4 : Hauteur des murs a la fin du coursier

$$h_2 = h_f + r$$

h_f : Hauteur de fin du coursier en m.

$$h_f = 0.407 \text{ m} \quad V = 14.32 \text{ m/s} \quad r = 0.95 \text{ m}$$

D'ou $h_2 = 1.36 \text{ m}$

Chapitre 7 : Organisation de chantier

VII-1 Introduction

L'organisation de chantier est l'utilisation optimale de ses moyens matériels et humains afin d'achever le projet (le barrage) dans les délais mais aussi le plus économiquement possible et dans les règles de l'art. Ceci ne sera fait qu'une fois un schéma ou un programme d'exécution sera projeté d'une manière intelligente.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier et le calendrier des travaux sont :

- ◆ Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
- ◆ Coordination des différentes phases de construction en matière de simultanéité des travaux à exécuter sur le chantier pour accélérer la réalisation.
- ◆ Réalisation du barrage et des ouvrages annexes dans la période la plus sèche de l'année.

VII-2 Succession des travaux

⊕ Travaux préparatoires:

Généralement les travaux préparatoires sont :

- ◆ La préparation des accès et de la circulation pour la préparation de chantier.
- ◆ Le piquetage d'implantation des ouvrages.
- ◆ Les travaux d'aménagement des emprises et préparation des zones d'emprunt.
- ◆ Déboisement de la cuvette et décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.

⊕ Exécution de l'ouvrage (Planning et phasage des travaux)

Pour une bonne gestion du projet du point de vue délai et coût, un programme d'exécution doit être fait et étudié sérieusement.

L'enchaînement chronologique des principales phases du chantier de construction ne devrait guère être éloigné du schéma type proposé :

- ❖ Un piquetage est nécessaire pour la matérialisation des repères par rapport à des points de référence fixes, l'axe et l'assiette du barrage et les ouvrages annexes tels que les canalisations, les drains et l'évacuateur.
- ❖ Aménagement des emprises (abattre des arbres, décapage des terres végétales)
- ❖ Remblaiement de la clé de l'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.
- ❖ Dérivation et protection contre les eaux (protection contre les crues survenant lors des travaux d réalisation.)
- ❖ Mise en place de la conduite de vidange et de prise.
- ❖ Approvisionnement des matériaux filtrants.
- ❖ Exécution du remblai (excavation, chargement, transport, décharge, et compactage).
- ❖ Génie civil des ouvrages de prise et de restitution et de l'évacuateur de crue.
- ❖ Mise en place des équipements hydrauliques.
- ❖ Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagements des abords.

a- Réalisation de la digue

Les travaux ainsi que les engins utilisés sont mentionnés ci-dessous:

Décapage de la couche de terre végétale

- Pour le creusement et les déplacements des terres on utilise des bulldozers.
- Pour les chargements on utilise des chargeurs.
- Pour les transports des remblais on utilise les camions à benne.

Exploitation des carrières

-Les décapages des couches superficielles et leur transport vers les dépôts provisoires se feront à l'aide des bulldozers muni de rippers.

-On doit procéder à un aménagement des fosses de ceinture tout autour de la carrière.

-On doit encore procéder à des rampes pour permettre tous les accès.

Il est à noter que la pente des talus des déblais dans les zones d'emprunt ne devra pas dépasser la valeur 1/1.

Exécution de la fouille d'encrage de la digue

- Les terrains meubles seront exécutés à l'aide des chargeurs.
- Les terrains rocheux seront exécutés à l'aide des explosifs.

Choix des engins

Les engins utilisés pour les excavations sont des excavateurs à godets et des excavateurs de tranchée. En ce qui concerne le transport des camions à bennes sont utilisés qui ont une bonne capacité, le nivellement sera fait par de niveleuses.

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faudra augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

Réalisation des drains et filtres

On a projeté un drain tapis pour acheminer l'eau infiltrée vers le drain prisme, qui va l'évacuer en dehors du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisé qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

Protection de la crête et des talus

La crête est protégée par une couche de 40 cm insensible à l'eau (produit asphaltique), résistant à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

b- Réalisation de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue sera réalisé en parallèle avec la digue.

Les principales étapes de sa réalisation sont:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long du tracé à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.
- ◆ Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.
- ◆

VII-3 Planification

🕒 Définition

La planification n'est rien d'autre que le résultat d'un bon management basé sur la recherche permanente de nouvelles méthodes du travail pour un meilleur rendement; son objectif est de s'assurer que le travail se fait dans un enchaînement logique, dans les délais et au moindre coût.

🕒 Techniques de la planification

Il existe deux méthodes essentielles; l'une est basée sur le réseau et l'autre sur le graphique.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le réseau, le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives ou simultanées.

On a ainsi utilisé le réseau à noeuds, l'opération est représentée par des noeuds et la succession des opérations par des flèches.



Ce réseau indique que l'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

🕒 Construction du réseau

La procédure se fait comme suit:

- Etablissement d'une liste des tâches;
- Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Construction du réseau.

Il existe plusieurs méthodes basées sur le réseau, il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M (méthode du chemin critique).

◆ Les paramètres de la méthode C.P.M

Cette méthode a pour objectif de réduire le temps de réalisation du projet, réduire le coût, ainsi que de garantir un bon rendement du travail.

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- ⊕ TR : temps de réalisation ;
- ⊕ DCP : date de commencement au plus tôt ;
- ⊕ DCPP : date de commencement au plus tard ;
- ⊕ DFP : date de finition au plus tôt ;
- ⊕ DFPP : date de finition au plus tard ;
- ⊕ MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

◆ Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{CC} = D.T.P \end{cases}$$

Planification du projet

Les opérations et leurs symboles sont cités ci-dessous:

Tableau VII-1 : symboles des opérations

NOM DES OPERATIONS	OP	TR (MOIS)
-Décapage et réalisation de la portion de clé d'étanchéité au droit de la conduite de vidange	A	1/2
-Déboisement de la cuvette.	B	2
-Dérivation provisoire du cours d'eau et construction du batardeau pour dévier correctement les eaux de l'oued.	C	1/2
- Réalisation de la clé d'étanchéité.	D	3/4
-Préparation des zones d'emprunt.	E	3/4
-Remblai des fondations.	F	1/4
-Approvisionnement des filtres.	G	1,5

-Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	H	1/4
-Remblai soigneusement compacté.	I	2
-Génie civil de l'évacuateur de crue.	J	1
-Revêtement des talus.	K	3/4
-Equipements hydrauliques.	L	1/2
-Finitions.	M	3/4

La retenue peut être réaliser au bout de 6,5 mois si le planning qui suivre sera respecté sur le chantier. Le commencement des travaux sera au début du mois de Mai qui correspond au début de la saison estivale. C'est la saison favorable pour l'exécution d'un barrage en terre.

Le schéma du réseau à noeuds de l'organigramme des opérations est donné

Par la figure VII-1.

Détermination du/des chemin(s) critique(s)

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné a une durée de :

$$DTR = \sum TR = 15 + 15 + 20 + 30 + 10 + 60 + 20 + 20 = 190 \text{ jours}$$

FIG VII.I: RESEAU A NOEUDS

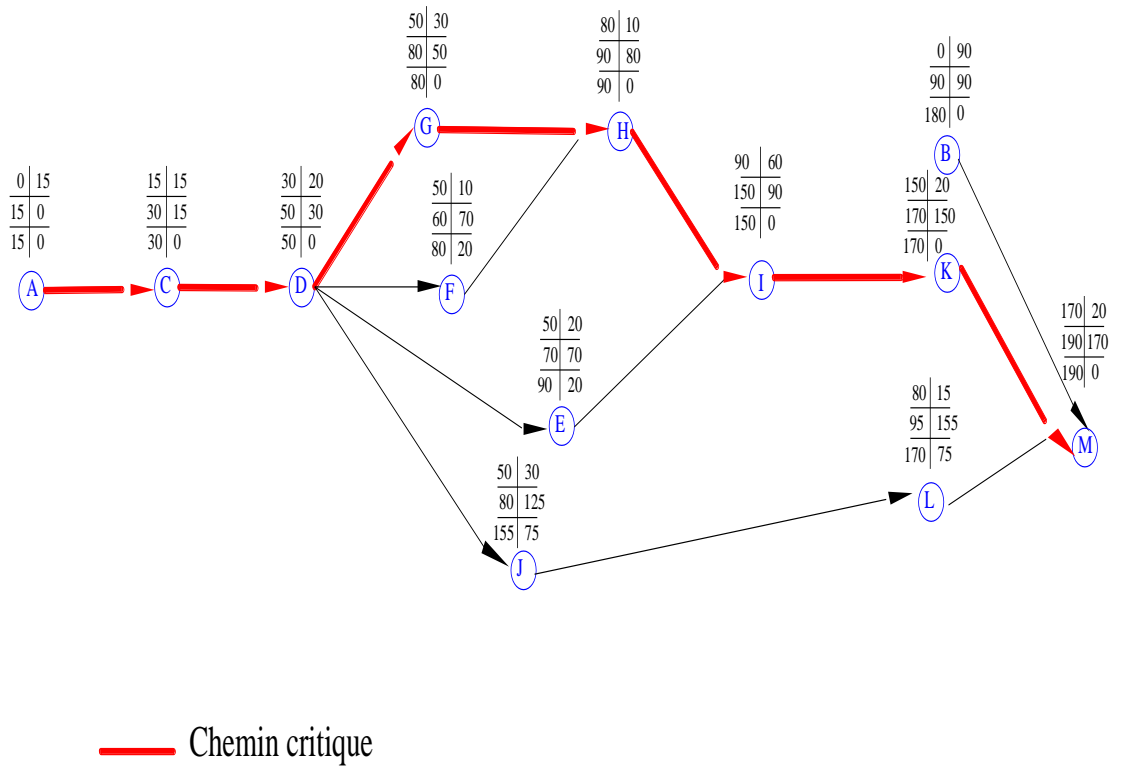
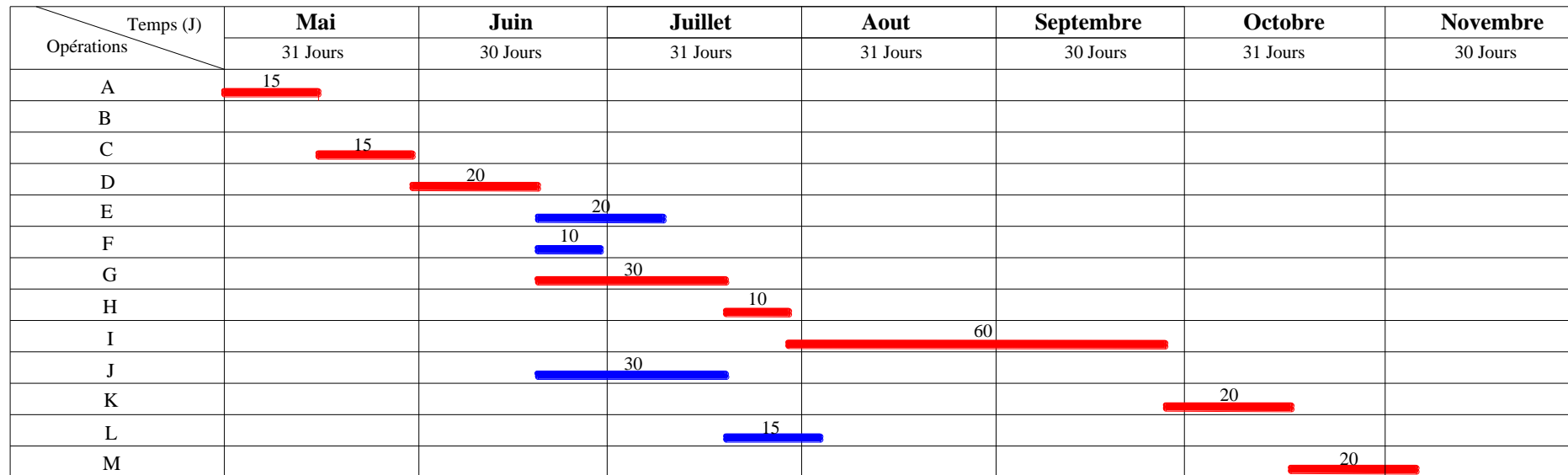


FIG VII.2: DIAGRAMME DE GANT



VII-4 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes :

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau VII-2 : devis estimatif;

⊕ La digue:

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	2783,28	300.00	834984
Enrochement	m ³	1260.27	1500.00	1890405
Gravier	m ³	1924.0254	4000	7696101.6
Sable	m ³	7771.2482	4000	31084993
Remblai en argile compacte	m ³	46275,74	300.00	13882722
Déblai	m ³	1202,42	300.00	360726
Montant total = 55749931 (DA)				

⊕ L'évacuateur de crues:

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Déblai	m ³	2869	300.00	860700
Remblai	m ³	1822	300.00	546600
Béton armé	m ³	480	32000.00	7200000
Enrochements	m ³	75	250.00	18750
Sable	m ³	126	400.00	50400
Montant total = 9636450 (DA)				

Le coût total de l'ouvrage est de: 65386381.4 DA.

Chapitre 8 : Sécurité Au Travail

VIII. Introduction

La protection et la sécurité de travail comprennent tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

VIII. -1-Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII. -2-Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

VIII. -3-Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous danger.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

VIII. -4-Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau (VIII. -1) :

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation , signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

Conclusion

La prévention devrait tendre à être appuyée sur les critères défensifs uniquement mais aussi il faut créer des progrès techniques et scientifiques en ce qui concerne le matériel utilisé de point de vue confort et facilité de manipulation.

Conclusion générale

Cette étude a permis de définir les critères technico-économique les plus favorables possibles pour la réalisation d'une retenue.

L'élaboration de l'étude d'exécution de la retenue sur l'Oued **EL AYARIA**, comprend le dimensionnement de la digue et ces ouvrages annexes.

Les conditions topographiques, géotechniques et géologiques du site permettent d'envisager une retenue en matériaux locaux, elle est la variante la moins chère et permet ainsi d'augmenter le volume d'eau qui sera emmagasiné dans la retenue.

L'emplacement et le type d'évacuateur de crue ont été arrêtés pour un évacuateur type frontal sur la rive droite de la digue, pour une largeur de 16 m après une étude d'optimisation (technico-économique).

Un bon suivi d'exécution et d'exploitation aura comme objectif, la consommation rationnelle de l'eau stockée pour en acquérir la satisfaction de la demande en irrigation de la partie nord de la retenue.

Références bibliographiques

- [1] : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie ENSH -Blida -Mars 2004.
- [2] : B. TOUAIBIA : << Régularisation des débits >> polycopie de cours ENSH – Blida-1995.
- [4] : Technique des barrage en aménagement rural – Edition Eyrolles Paris 1997.
- [5] : Internet – Wikipédia – les barrages en Algérie.
- [6] : M.K.MIHOUBI : Cours d'ouvrages –ENSH - 2014.
- [7] : EPLF cours
- [8] : B. BENLAOUKLI : Cours d' O.D.C - 3^{ème} année – 2013.
- [9] : A. MILLOGO : Ouvrage hydraulique – Aout 2009.
- [10] : Les ouvrages hydrauliques du bassin versant de l'Authion – Septembre 2008.
- [11] : GERARD DEGOUTTE : petits barrages, recommandation pour la conception la réalisation et les suivis comité Français des grands barrages – France 1997.
- [12] : GUERCHOUCHE DIAB : Etude d'avant projet détaillée de la digue du barrage de CHEBABTA (W.OUM EL BOUAGHI), Mémoire de Fin d'Etude ENSH –Blida- 2010
- [13] : OMM : Règlement technique, volume, partie générale – GENEVE 1988.
- [14] : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994
- [15] : CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval

R = 22.42

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^o/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	N,tgφ	$l=b/\cos\alpha$	C	C.l
-4	2,2	0	1,37	0	5,03338	-0,4	0,916515139	4,613169	-2,013352	3,09082	2,400397	0,4	0,96
-3	2,2	0	3,95	0	14,5123	-0,3	0,953939201	13,84385	-4,35369	9,27538	2,306227	0,4	0,922
-2	2,2	0	5,42	0	5,7	-0,2	0,979795897	5,584837	-1,14	3,74184	2,245366	0,4	0,898
-1	2,2	0	6,36	0	23,36664	-0,1	0,994987437	23,24951	-2,336664	15,5772	2,211083	0,4	0,884
0	2,2	0	6,92	0	25,42408	0	1	25,42408	0	17,0341	2,2	0,4	0,88
1	2,2	0	7	0	25,718	0,1	0,994987437	25,58909	2,5718	17,1447	2,211083	0,4	0,884
2	2,2	0	7,87	0	28,91438	0,2	0,979795897	28,33019	5,782876	18,9812	2,245366	0,4	0,898
3	2,2	0	8,4	0	30,8616	0,3	0,953939201	29,44009	9,25848	19,7249	2,306227	0,4	0,922
4	2,2		8,56	0	31,44944	0,4	0,916515139	28,82389	12,579776	19,312	2,400397	0,4	0,96
5	2,2	0	8,4	0	30,8616	0,5	0,866025404	26,72693	15,4308	17,907	2,540341	0,4	1,016
6	2,2	1,1	7,2	0	31,2928	0,6	0,8	25,03424	18,77568	16,8725	2,75	0,347	0,954
7	2,2	2,3	5,21	0	29,26154	0,7	0,714142843	20,89692	20,483078	14,1929	3,080616	0,277	0,855
8	2,2	4,6	0,05	0	20,4237	0,8	0,6	12,25422	16,33896	8,574	3,666667	0,004	0,016
9	2,2	4,3	0	0	18,92	0,9	0,435889894	8,247037	17,028	5,77293	5,047146	0	0

Fss= 1,82880486

Fas= 1,59659392

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval

R = 29.33

n	b=0,1R	h1	h2	h3	G=b(h1*γ1+h2*g2+h3*g3)	sinα=N°/10	cosα=(1−sin²α) ^{0,5}	N=G.cosα	T=G.sinα	N,tgφ	l=b/cosα	C	C.l
-4	2,2	0	1,82	0	6,68668	-0,4	0,916515139	6,128443	-2,674672	4,10606	2,400397	0,4	0,96
-3	2,2	0	2,95	0	10,8383	-0,3	0,953939201	10,33908	-3,25149	6,92718	2,306227	0,4	0,922
-2	2,2	0	3,86	0	5,7	-0,2	0,979795897	5,584837	-1,14	3,74184	2,245366	0,4	0,898
-1	2,2	0	4,68	0	17,19432	-0,1	0,994987437	17,10813	-1,719432	11,4624	2,211083	0,4	0,884
0	2,2	0	5,11	0	18,77414	0	1	18,77414	0	12,5787	2,2	0,4	0,88
1	2,2	0	5,56	0	20,42744	0,1	0,994987437	20,32505	2,042744	13,6178	2,211083	0,4	0,884
2	2,2	0	6,35	0	23,3299	0,2	0,979795897	22,85854	4,66598	15,3152	2,245366	0,4	0,898
3	2,2	0	7,43	0	27,29782	0,3	0,953939201	26,04046	8,189346	17,4471	2,306227	0,4	0,922
4	2,2	0	7,25	0	26,6365	0,4	0,916515139	24,41276	10,6546	16,3565	2,400397	0,4	0,96
5	2,2	0	7,49	0	27,51826	0,5	0,866025404	23,83151	13,75913	15,9671	2,540341	0,4	1,016
6	2,2	0	7,37	0	27,07738	0,6	0,8	21,6619	16,246428	14,5135	2,75	0,4	1,1
7	2,2	0	7,25	0	26,6365	0,7	0,714142843	19,02227	18,64555	12,7449	3,080616	0,4	1,232
8	2,2	1,4	5,2	0	25,2648	0,8	0,6	15,15888	20,21184	10,2529	3,666667	0,315	1,156
9	2,2	1,6	4,3	0	22,8382	0,9	0,435889894	9,954941	20,55438	6,7508	5,047146	0,292	1,471
					286,22024				106,1844	161,782			14,19

cp Cp (C1*h1+C2*h2+C3*h3)/(h1+h2+h3)
Ps= (1/R)*(Σa*G*r)

Fss= 1,65719111

Fas= 1,26589614

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval

R = 31.3

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^o/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	N,tgφ	$l=b/\cos\alpha$	C	C.l
-3	3,1	0	2,25	0	11,64825	-0,3	0,953939201	11,11172	-3,494475	7,44485	3,249683	18	58,49
-2	3,1	0	3,6	0,47	21,07039	-0,2	0,979795897	20,64468	-4,214078	13,7127	3,163924	15,92	50,37
-1	3,1	0	4,9	0,82	5,7	-0,1	0,994987437	5,671428	-0,57	3,75921	3,115617	15,42	48,04
0	3,1	0	5,38	0,75	31,73501	0	1	31,73501	0	21,0683	3,1	15,8	48,97
1	3,1	0	6,06	0,7	34,99652	0,1	0,994987437	34,8211	3,499652	23,1498	3,115617	16,14	50,27
2	3,1	0	7,35	0,3	39,60405	0,2	0,979795897	38,80389	7,92081	25,9225	3,163924	17,29	54,72
3	3,1	0	8,1	0,1	42,4514	0,3	0,953939201	40,49605	12,73542	27,1077	3,249683	0	0
4	3,1	0	8,71	0	45,09167	0,4	0,916515139	41,3272	18,036668	27,6892	3,382377	0	0
5	3,1	0,2	7,69	0	41,05113	0,5	0,866025404	35,55132	20,525565	23,8464	3,579572	0	0
6	3,1	0,8	5,04	0	30,99008	0,6	0,8	24,79206	18,594048	16,7115	3,875	0	0
7	3,1	2,8	4,36	0	39,80772	0,7	0,714142843	28,4284	27,865404	19,3791	4,340868	0	0
8	3,1	0	4,56	0	23,60712	0,8	0,6	14,16427	18,885696	9,49006	5,166667	0	0
9	3,1	0	0	0	0	0,9	0,435889894	0	0	0	0	0	0
10	3,1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0

Fss= 2,42590152

Fas= 1,78102546

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont

R = 25.3

n	b=0,1R	h1	h2	h3	G=b(h1*γ1+h2*g2+h3*g3)	sinα=N°/10	cosα=(1-sin²α) ^{0,5}	N=G.cosα	T=G.sinα	N,tgφ	l=b/cosα	C	C.l
-4	2,5	0	3,3	1,36	19,4555	-0,4	0,916515139	17,83126	-7,7822	11,6867	2,727724	0,283	0,773
-3	2,5	0	4,17	2,52	27,93075	-0,3	0,953939201	26,64424	-8,379225	17,3498	2,620712	0,249	0,653
-2	2,5	0	5,91	3,88	5,7	-0,2	0,979795897	5,584837	-1,14	3,63117	2,551552	0,241	0,616
-1	2,5	0	6,79	4,27	46,1755	-0,1	0,994987437	45,94404	-4,61755	29,8956	2,512595	0,246	0,617
0	2,5	0	7,27	3,97	46,927	0	1	46,927	0	30,6124	2,5	0,259	0,647
1	2,5	0	8,35	3,95	51,3525	0,1	0,994987437	51,09509	5,13525	33,4133	2,512595	0,272	0,682
2	2,5	0	9,21	3,78	54,23325	0,2	0,979795897	53,13752	10,84665	34,829	2,551552	0,284	0,724
3	2,5	0	9,31	3,3	52,64675	0,3	0,953939201	50,2218	15,794025	32,9915	2,620712	0,295	0,774
4	2,5	0	10,2	2,42	52,6885	0,4	0,916515139	48,28981	21,0754	31,8912	2,727724	0,323	0,882
5	2,5	0	11	1,65	52,81375	0,5	0,866025404	45,73805	26,406875	30,3462	2,886751	0,348	1,004
6	2,5	0	11,7	0	48,8475	0,6	0,8	39,078	29,3085	26,1823	3,125	0,4	1,25
7	2,5	0	10,5	0	43,8375	0,7	0,714142843	31,30624	30,68625	20,9752	3,5007	0,4	1,4
8	2,5	0	8,82	0	36,8235	0,8	0,6	22,0941	29,4588	14,803	4,166667	0,4	1,667
9	2,5	0	6,2	0	25,885	0,9	0,435889894	11,28301	23,2965	7,55962	5,735393	0,4	2,294
9	3,1	0	0	0	565,317				170,08928	326,167			13,98

Fss= 1,99983128

Fas= 1,46587878

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont

R = 32.2

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^o/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	N,tgφ	$l=b/\cos\alpha$	C	C.l
-4	3,2	0	2,83	0	15,12352	-0,4	0,916515139	13,86094	-6,049408	9,28683	3,491486	0,4	1,397
-3	3,2	0	3,63	0,64	22,81888	-0,3	0,953939201	21,76782	-6,845664	14,4213	3,354511	0,34	1,141
-2	3,2	0	4,62	1,31	5,7	-0,2	0,979795897	5,584837	-1,14	3,68015	3,265986	0,312	1,018
-1	3,2	0	5,7	1,54	38,69056	-0,1	0,994987437	38,49662	-3,869056	25,3833	3,216121	0,315	1,013
0	3,2	0	6,32	1,69	42,80544	0	1	42,80544	0	28,2281	3,2	0,316	1,01
1	3,2	0	6,84	1,56	44,8896	0,1	0,994987437	44,66459	4,48896	29,5105	3,216121	0,326	1,048
2	3,2	0	7,88	1,32	49,1648	0,2	0,979795897	48,17147	9,83296	31,9293	3,265986	0,343	1,119
3	3,2	0	8,75	1,01	52,15744	0,3	0,953939201	49,75503	15,647232	33,0784	3,354511	0,359	1,203
4	3,2	0	9,61	0	51,35584	0,4	0,916515139	47,0684	20,542336	31,5358	3,491486	0,4	1,397
5	3,2	0	9,35	0	49,9664	0,5	0,866025404	43,27217	24,9832	28,9924	3,695042	0,4	1,478
6	3,2	0	9,18	0	49,05792	0,6	0,8	39,24634	29,434752	26,295	4	0,4	1,6
7	3,2	0	8,14	0	43,50016	0,7	0,714142843	31,06533	30,450112	20,8138	4,480896	0,4	1,792
8	3,2	0	7,36	0	39,33184	0,8	0,6	23,5991	31,465472	15,8114	5,333333	0,4	2,133
9	3,2	0	5,2	0	27,7888	0,9	0,435889894	12,11286	25,00992	8,11561	7,341303	0,4	2,937
9	3,1	0	0	0	532,3512	0,9			173,95082	307,082			20,28

Fss= 1,88194608

Fas= 1,39632678

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont

R = 34.2

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^\circ/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	N,tgφ	$l=b/\cos\alpha$	C	C.l
-4	3,4	0	1,65	1,99	20,66792	-0,4	0,916515139	18,94246	-8,267168	12,1737	3,709704	0,181	0,673
-3	3,4	0	2,54	3,02	31,56968	-0,3	0,953939201	30,11556	-9,470904	19,3595	3,564168	0,183	0,651
-2	3,4	0	3,5	3,78	5,7	-0,2	0,979795897	5,584837	-1,14	3,59685	3,47011	0,192	0,667
-1	3,4	0	4,81	3,98	49,90962	-0,1	0,994987437	49,65944	-4,990962	32,1476	3,417129	0,219	0,748
0	3,4	0	5,49	4,19	54,96304	0	1	54,96304	0	35,6357	3,4	0,227	0,771
1	3,4	0	5,91	4,12	56,95034	0,1	0,994987437	56,66487	5,695034	36,8017	3,417129	0,236	0,805
2	3,4	0	7,07	3,64	60,81138	0,2	0,979795897	59,58274	12,162276	38,9079	3,47011	0,264	0,916
3	3,4	0	8,24	3,23	65,12666	0,3	0,953939201	62,12687	19,537998	40,7502	3,564168	0,287	1,024
4	3,4	0	9,41	1,99	64,7292	0,4	0,916515139	59,32529	25,89168	39,2302	3,709704	0,33	1,225
5	3,4	0	10,6	0	60,1868	0,5	0,866025404	52,1233	30,0934	34,9226	3,925982	0,4	1,57
6	3,4	0	10,2	0	57,9156	0,6	0,8	46,33248	34,74936	31,0428	4,25	0,4	1,7
7	3,4	0	8,58	0	48,71724	0,7	0,714142843	34,79107	34,102068	23,31	4,760952	0,4	1,904
8	3,4	0	5,97	0	33,89766	0,8	0,6	20,3386	27,118128	13,6269	5,666667	0,4	2,267
9	3,4	0	3,23	0	18,33994	0,9	0,435889894	7,994195	16,505946	5,35611	7,800135	0,4	3,12
9	3,1	0	0	0	629,48508	0,9			181,98686	366,862			18,04

Fss= 2,11501211

Fas= 1,31377894

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval

R = 22.42

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^\circ/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	N,tgφ	$l=b/\cos\alpha$	C	C.l
-4	2,2	0	2,48	0	9,11152	-0,4	0,916515139	8,350846	-3,644608	5,59507	2,400397	0,4	0,96
-3	2,2	0	3,93	0	14,43882	-0,3	0,953939201	13,77376	-4,331646	9,22842	2,306227	0,4	0,922
-2	2,2	0	5,25	0	5,7	-0,2	0,979795897	5,584837	-1,14	3,74184	2,245366	0,4	0,898
-1	2,2	0	6,36	0	23,36664	-0,1	0,994987437	23,24951	-2,336664	15,5772	2,211083	0,4	0,884
0	2,2	0	6,85	0	25,1669	0	1	25,1669	0	16,8618	2,2	0,4	0,88
1	2,2	0	7,25	0	26,6365	0,1	0,994987437	26,50298	2,66365	17,757	2,211083	0,4	0,884
2	2,2	0	9,13	0	33,54362	0,2	0,979795897	32,8659	6,708724	22,0202	2,245366	0,4	0,898
3	2,2	0	8,37	0	30,75138	0,3	0,953939201	29,33495	9,225414	19,6544	2,306227	0,4	0,922
4	2,2	0	8,6	0	31,5964	0,4	0,916515139	28,95858	12,63856	19,4022	2,400397	0,4	0,96
5	2,2	0	5,52	0	20,28048	0,5	0,866025404	17,56341	10,14024	11,7675	2,540341	0,4	1,016
6	2,2	0	8,18	0	30,05332	0,6	0,8	24,04266	18,031992	16,1086	2,75	0,4	1,1
7	2,2	0	7,41	0	27,22434	0,7	0,714142843	19,44207	19,057038	13,0262	3,080616	0,4	1,232
8	2,2	0	6,1	0	22,4114	0,8	0,6	13,44684	17,92912	9,00938	3,666667	0,4	1,467
9	2,2	0	4,19	0	15,39406	0,9	0,435889894	6,710115	13,854654	4,49578	5,047146	0,4	2,019
9	3,1	0	0	0	315,67538	0,9			98,796474	184,246			15,04

Fss= 2,01717636

Fas= 1,48442247

Stabilité pour le cas de fin de fonctionnement normal talus aval

R = 29.30

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^\circ/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	N,tgφ	$l=b/\cos\alpha$	C	C.l
-4	2,9	0	1,69	0	8,18467	-0,4	0,916515139	7,501374	-3,273868	5,02592	3,164159	0,4	1,266
-3	2,9	0	2,91	0	14,09313	-0,3	0,953939201	13,44399	-4,227939	9,00747	3,040026	0,4	1,216
-2	2,9	0	4	0	5,7	-0,2	0,979795897	5,584837	-1,14	3,74184	2,9598	0,4	1,184
-1	2,9	0	4,85	0	23,48855	-0,1	0,994987437	23,37081	-2,348855	15,6584	2,91461	0,4	1,166
0	2,9	0	5,16	0	24,98988	0	1	24,98988	0	16,7432	2,9	0,4	1,16
1	2,9	0	5,61	0	27,16923	0,1	0,994987437	27,03304	2,716923	18,1121	2,91461	0,4	1,166
2	2,9	0	6,36	0	30,80148	0,2	0,979795897	30,17916	6,160296	20,22	2,9598	0,4	1,184
3	2,9	0	6,87	0	33,27141	0,3	0,953939201	31,7389	9,981423	21,2651	3,040026	0,4	1,216
4	2,9	0	7,24	0	35,06332	0,4	0,916515139	32,13606	14,025328	21,5312	3,164159	0,4	1,266
5	2,9	0	7,47	0	36,17721	0,5	0,866025404	31,33038	18,088605	20,9914	3,348632	0,4	1,339
6	2,9	0	7,54	0	36,51622	0,6	0,8	29,21298	21,909732	19,5727	3,625	0,4	1,45
7	2,9	0	7,44	0	36,03192	0,7	0,714142843	25,73194	25,222344	17,2404	4,060812	0,4	1,624
8	2,9	0	7,13	0	34,53059	0,8	0,6	20,71835	27,624472	13,8813	4,833333	0,4	1,933
9	2,9	0	6,66	0	32,25438	0,9	0,435889894	14,05936	29,028942	9,41977	6,653056	0,4	2,661
9	2,9	0	6,66	0	378,27199	0,9			143,7674	212,411			19,83

Fss= 1,61540115

Fas= 1,24832198

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval

R = 31.3

n	b=0,1R	h1	h2	h3	G=b(h1*g1+h2*g2+h3*g3)	sina=N°/10	cosa=(1-sin2a)0,5	N=G.cosa	T=G.sina	N,tgj	l=b/cosa	C	C.l
-4	3,1	0	2,08	0	10,76816	-0,4	0,916515139	9,869182	-4,307264	6,61235	3,382377	0,4	1,353
-3	3,1	0	3,68	0	19,05136	-0,3	0,953939201	18,17384	-5,715408	12,1765	3,249683	0,4	1,3
-2	3,1	3,5	4,93	0,38	5,7	-0,2	0,979795897	5,584837	-1,14	3,79636	3,163924	0,224	0,708
-1	3,1	4,9	5,54	0,67	62,52917	-0,1	0,994987437	62,21574	-6,252917	42,3201	3,115617	0,199	0,621
0	3,1	6	6,18	0,78	73,23192	0	1	73,23192	0	49,8621	3,1	0,191	0,591
1	3,1	7,3	7,38	0,65	86,83131	0,1	0,994987437	86,39606	8,683131	58,9364	3,115617	0,193	0,6
2	3,1	0	8,45	0,51	46,38592	0,2	0,979795897	45,44873	9,277184	30,3213	3,163924	0,377	1,194
3	3,1	0	8,69	0	44,98813	0,3	0,953939201	42,91594	13,496439	28,7537	3,249683	0,4	1,3
4	3,1	0	8,47	0	43,84919	0,4	0,916515139	40,18845	17,539676	26,9263	3,382377	0,4	1,353
5	3,1	0	7,8	0	40,3806	0,5	0,866025404	34,97063	20,1903	23,4303	3,579572	0,4	1,432
6	3,1	0	6,52	0	33,75404	0,6	0,8	27,00323	20,252424	18,0922	3,875	0,4	1,55
7	3,1	0	4,73	0	24,48721	0,7	0,714142843	17,48737	17,141047	11,7165	4,340868	0,4	1,736
8	3,1	0	7,13	0	36,91201	0,8	0,6	22,14721	29,529608	14,8386	5,166667	0,4	2,067
9	3,1	0	6,66	0	34,47882	0,9	0,435889894	15,02897	31,030938	10,0694	7,111888	0,4	2,845
9	3,1	0	6,66	0	563,34784	0,9			149,72516	337,852			18,65

Fss= 2,38104174

Fas= 1,38042516

Stabilité pour le cas de fin de vidange rapide talus amont

R = 25.30

n	b=0,1R	h1	h2	h3	$G=b(h1*\gamma1+h2*g2+h3*g3)$	$\sin\alpha=N^\circ/10$	$\cos\alpha=(1-\sin^2\alpha)^{0,5}$	$N=G.\cos\alpha$	$T=G.\sin\alpha$	$N,\text{tg}\varphi$	$l=b/\cos\alpha$	C	C.l
-4	2,5	0	3,3	1,36	19,4555	-0,4	0,916515139	17,83126	-7,7822	11,6867	2,727724	0,283	0,773
-3	2,5	0	4,17	2,52	27,93075	-0,3	0,953939201	26,64424	-8,379225	17,3498	2,620712	0,249	0,653
-2	2,5	0	5,91	3,88	5,7	-0,2	0,979795897	5,584837	-1,14	3,63117	2,551552	0,241	0,616
-1	2,5	0	6,79	4,27	46,1755	-0,1	0,994987437	45,94404	-4,61755	29,8956	2,512595	0,246	0,617
0	2,5	0	7,27	3,97	46,927	0	1	46,927	0	30,6124	2,5	0,259	0,647
1	2,5	0	8,35	3,95	51,3525	0,1	0,994987437	51,09509	5,13525	33,4133	2,512595	0,272	0,682
2	2,5	0	9,21	3,78	54,23325	0,2	0,979795897	53,13752	10,84665	34,829	2,551552	0,284	0,724
3	2,5	0	9,31	3,3	52,64675	0,3	0,953939201	50,2218	15,794025	32,9915	2,620712	0,295	0,774
4	2,5	0	10,2	2,42	52,6885	0,4	0,916515139	48,28981	21,0754	31,8912	2,727724	0,323	0,882
5	2,5	0	11	1,65	52,81375	0,5	0,866025404	45,73805	26,406875	30,3462	2,886751	0,348	1,004
6	2,5	0	11,7	0	48,8475	0,6	0,8	39,078	29,3085	26,1823	3,125	0,4	1,25
7	2,5	0	10,5	0	43,8375	0,7	0,714142843	31,30624	30,68625	20,9752	3,5007	0,4	1,4
8	2,5	2,1	6,82	0	38,9735	0,8	0,6	23,3841	31,1788	15,8325	4,166667	0,306	1,274
9	2,5	1	0,65	0	7,71375	0,9	0,435889894	3,362346	6,942375	2,31391	5,735393	0,158	0,904
9	3,1	0	6,66	0	549,29575	0,9			155,45515	321,951			12,2

Fss= 2,14949986

Fas= 1,76683262

Stabilité pour le cas de fin de vidange rapide talus amont

R = 32.2

n	b=0,1R	h1	h2	h3	G=b(h1*g1+h2*g2+h3*g3)	sina=N°/10	cosa=(1-sin2a)0,5	N=G.cosa	T=G.sina	N,tgj	l=b/cosa	C	C.l
-4	3,2	0	2,83	0	15,12352	-0,4	0,916515139	13,86094	-6,049408	9,28683	3,491486	0,4	1,397
-3	3,2	0	3,63	0,64	22,81888	-0,3	0,953939201	21,76782	-6,845664	14,4213	3,354511	0,34	1,141
-2	3,2	0	4,62	1,31	5,7	-0,2	0,979795897	5,584837	-1,14	3,68015	3,265986	0,312	1,018
-1	3,2	0	5,7	1,54	38,69056	-0,1	0,994987437	38,49662	-3,869056	25,3833	3,216121	0,315	1,013
0	3,2	0	6,32	1,69	42,80544	0	1	42,80544	0	28,2281	3,2	0,316	1,01
1	3,2	0	6,84	1,56	44,8896	0,1	0,994987437	44,66459	4,48896	29,5105	3,216121	0,326	1,048
2	3,2	0	7,88	1,32	49,1648	0,2	0,979795897	48,17147	9,83296	31,9293	3,265986	0,343	1,119
3	3,2	0	8,75	1,01	52,15744	0,3	0,953939201	49,75503	15,647232	33,0784	3,354511	0,359	1,203
4	3,2	0	9,61	0	51,35584	0,4	0,916515139	47,0684	20,542336	31,5358	3,491486	0,4	1,397
5	3,2	0	9,35	0	49,9664	0,5	0,866025404	43,27217	24,9832	28,9924	3,695042	0,4	1,478
6	3,2	0	9,18	0	49,05792	0,6	0,8	39,24634	29,434752	26,295	4	0,4	1,6
7	3,2	0	8,14	0	43,50016	0,7	0,714142843	31,06533	30,450112	20,8138	4,480896	0,4	1,792
8	3,2	0	7,36	0	39,33184	0,8	0,6	23,5991	31,465472	15,8114	5,333333	0,4	2,133
9	3,2	0	5,2	0	27,7888	0,9	0,435889894	12,11286	25,00992	8,11561	7,341303	0,4	2,937
9	3,1	0	6,66	0	532,3512	0,9			173,95082	307,082			20,28

Fss= 1,88194608

Fas= 1,19632678

Stabilité pour le cas de fin de vidange rapide talus amont

R = 34.2

n	b=0,1R	h1	h2	h3	G=b(h1*γ1+h2*g2+h3*g3)	sinα=N°/10	cosα=(1-sin²α) ^{0,5}	N=G.cosα	T=G.sinα	N,tgφ	l=b/cosα	C	C.l
-4	3,4	0	1,65	1,99	20,66792	-0,4	0,916515139	18,94246	-8,267168	12,1737	3,709704	0,181	0,673
-3	3,4	0	2,54	3,02	31,56968	-0,3	0,953939201	30,11556	-9,470904	19,3595	3,564168	0,183	0,651
-2	3,4	0	3,5	3,78	5,7	-0,2	0,979795897	5,584837	-1,14	3,59685	3,47011	0,192	0,667
-1	3,4	0	4,81	3,98	49,90962	-0,1	0,994987437	49,65944	-4,990962	32,1476	3,417129	0,219	0,748
0	3,4	0	5,49	4,19	54,96304	0	1	54,96304	0	35,6357	3,4	0,227	0,771
1	3,4	0	5,91	4,12	56,95034	0,1	0,994987437	56,66487	5,695034	36,8017	3,417129	0,236	0,805
2	3,4	0	7,07	3,64	60,81138	0,2	0,979795897	59,58274	12,162276	38,9079	3,47011	0,264	0,916
3	3,4	0	8,24	3,23	65,12666	0,3	0,953939201	62,12687	19,537998	40,7502	3,564168	0,287	1,024
4	3,4	0	9,41	1,99	64,7292	0,4	0,916515139	59,32529	25,89168	39,2302	3,709704	0,33	1,225
5	3,4	0	10,6	0	60,1868	0,5	0,866025404	52,1233	30,0934	34,9226	3,925982	0,4	1,57
6	3,4	0	10,2	0	57,9156	0,6	0,8	46,33248	34,74936	31,0428	4,25	0,4	1,7
7	3,4	0	8,58	0	48,71724	0,7	0,714142843	34,79107	34,102068	23,31	4,760952	0,4	1,904
8	3,4	2,4	3,27	0	34,88706	0,8	0,6	20,93224	27,909648	14,2904	5,666667	0,231	1,307
9	3,4	1,3	1,9	0	19,6282	0,9	0,435889894	8,555734	17,66538	5,83661	7,800135	0,238	1,853
9	3,1	0	6,66	0	631,76274	0,9			183,93781	368,006			15,82

Fss= 2,08669167

Fas= 1,29964674

ANNEXE B

ESTIMATION DE CHARGE AU DESSUS DU DEVERSIERE

Tableau 01 : 1 ère étape de calcul

B(m)	H(m)	Débit (m ³ /s)	Surface (m ²)	Vitesse (m/s)	V _{forcé} (Mm ³)
4	0,3	1,426	7,2	0,20	0,005
8	0,5	6,138	16	0,38	0,012
12	0,7	15,251	26,4	0,58	0,019
16	0,9	29,644	38,4	0,77	0,026
20	1,1	50,070	52	0,96	0,033
24	1,3	77,194	67,2	1,15	0,047
28	1,5	111,623	84	1,33	0,056
32	1,7	153,915	102,4	1,50	0,069
36	1,9	204,593	122,4	1,67	0,077

Tableau 02 : 2^{eme} étape de calcul

H(m)	V _{moy} (m/s)	H ₀ (m)	Débit m ³ /s								
			b=4M	b=8m	b=12m	b=16m	b=20m	b=24m	b=28m	b=32m	b=36m
0,3	0,2	0,3	1,44	2,88	4,32	5,76	7,21	8,65	10,09	11,53	12,7
0,5	0,38	0,51	3,14	6,27	9,41	12,55	15,69	18,82	21,96	25,1	28,24
0,7	0,58	0,72	5,27	10,55	15,82	21,09	26,36	31,64	36,91	42,18	47,45
0,9	0,77	0,93	7,79	15,58	23,37	31,16	38,95	46,73	54,52	62,31	70,1
1,1	0,96	1,15	10,66	21,33	31,99	42,66	53,32	63,99	74,65	85,31	95,98
1,3	1,15	1,37	13,88	27,76	41,65	55,53	69,41	83,29	97,17	111,1	124,9
1,5	1,33	1,59	17,41	34,82	52,23	69,63	87,04	104,5	121,9	139,1	156,7
1,7	1,5	1,81	21,22	42,45	63,67	84,89	106,1	127,3	148,6	169,8	191
1,9	1,67	2,04	25,34	50,67	76,01	101,3	126,7	152	177,4	202,7	227

Tableau 03 : 3^{eme} étape de calcule

H(m)	V _{Forcé} (m ³)	q _{laminé} (m)	Débit m ³ /s								
			b=4M	b=8m	b=12m	b=16m	b=20m	b=24m	b=28m	b=32m	b=36m
0,3	5000	39.05	1,44	2,88	4,32	5,76	7,21	8,65	10,09	11,53	12,7
0,5	12000	37.68	3,14	6,27	9,41	12,55	15,69	18,82	21,96	25,1	28.24
0,7	19000	34.94	5,27	10,55	15,82	21,09	26,36	31,64	36,91	42,18	47,45
0,9	26000	33.94	7,79	15,58	23,37	31,16	38,95	46,73	54,52	62,31	70,1
1,1	33000	30.84	10,66	21,33	31,99	42,66	53,32	63,99	74,65	85,31	95,98
1,3	47000	28.88	13,88	27,76	41,65	55,53	69,41	83,29	97,17	111,1	124,9
1,5	56000	29.08	17,41	34,82	52,23	69,63	87,04	104,5	121,9	139,1	156,7
1,7	65000	27.31	21,22	42,45	63,67	84,89	106,1	127,3	148,6	169,8	191
1,9	77000	24.97	25,34	50,67	76.01	101,3	126,7	152	177,4	202,7	227

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q=f(h)$ comme montre la figure 01 et 02

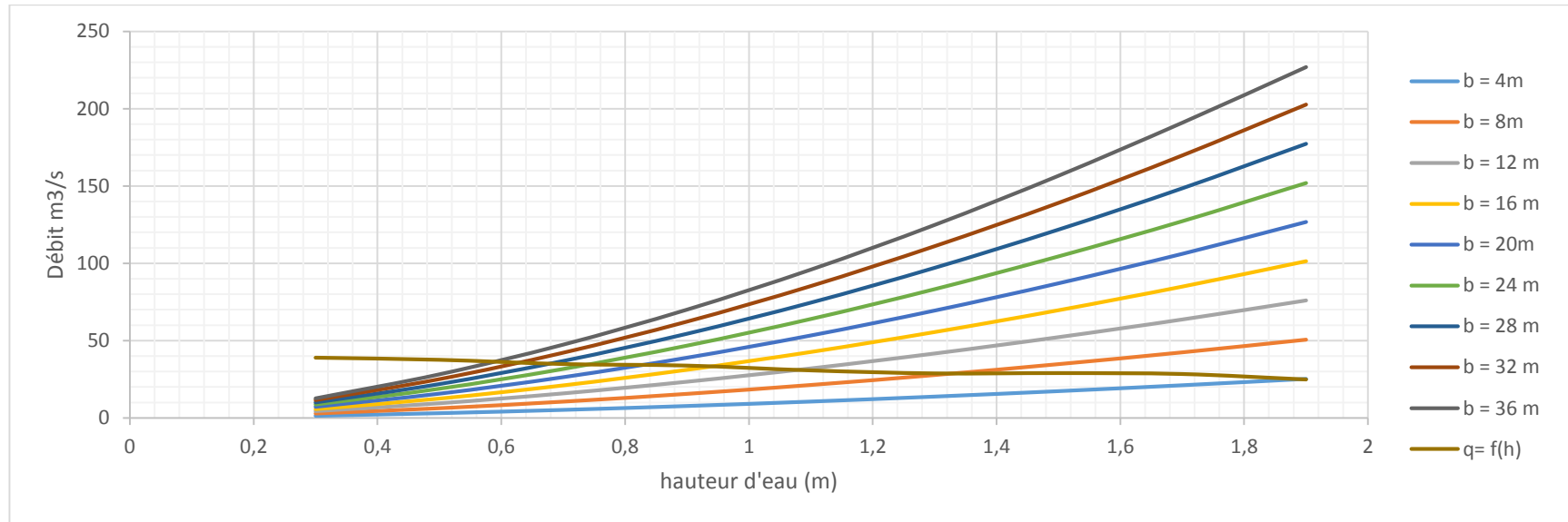


Figure 01 : Courbe $q=f(h)$

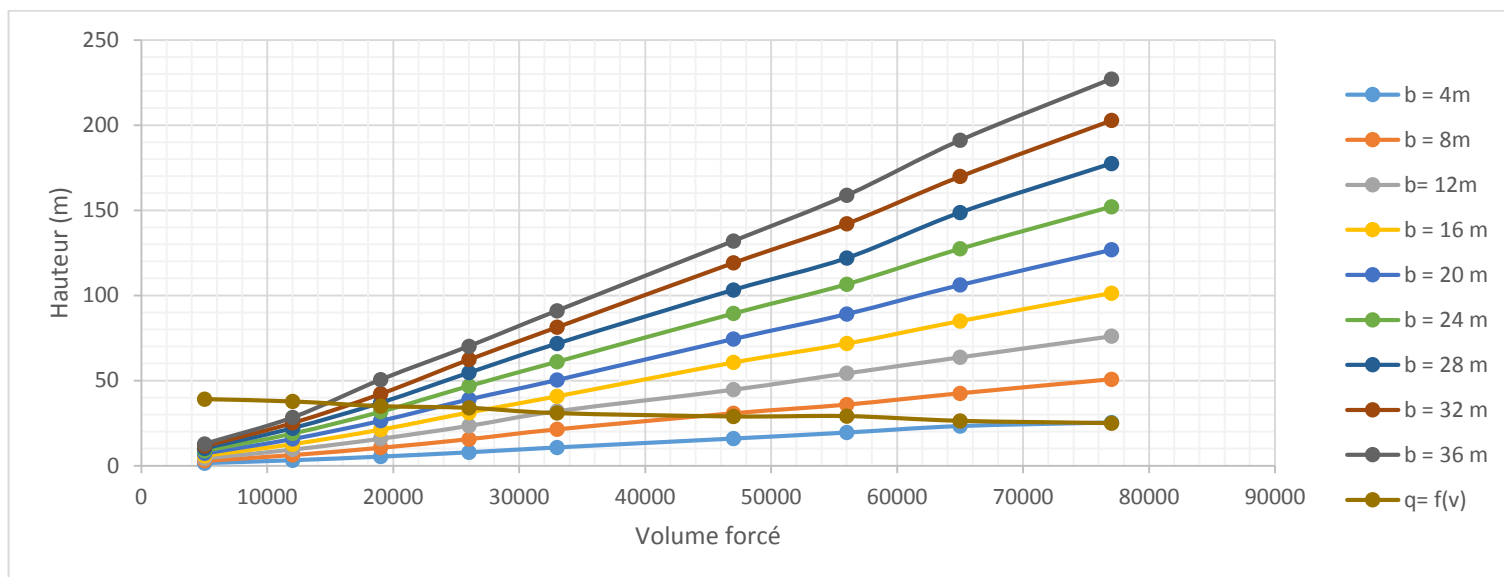


Figure 02 : Courbe $q=f(V_{\text{forcé}})$

ANNEXE A

Limite d'ATTERBERG

Lieu de prelevement: oued Hadhria

N° Sondage: S1

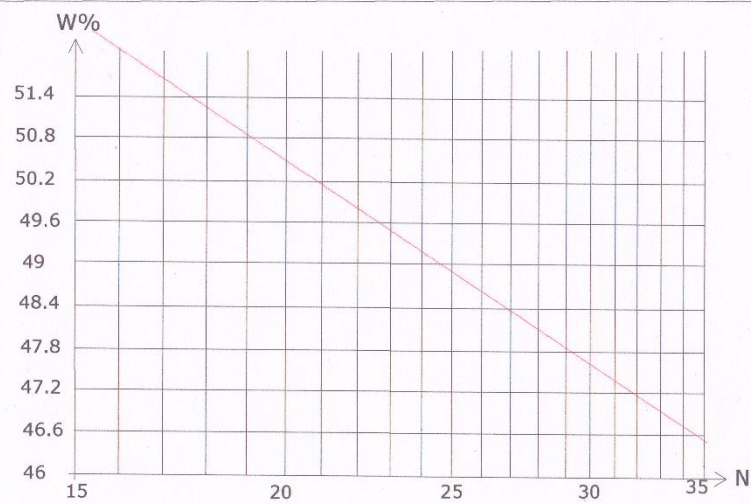
Profondeur: 1.50m

Resultat

WL=48.828

WP=23.910

IP=22.918



Limite de liquidité

Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4
15	25	35	
52.36	49.2	46.23	

Limite de plasticité

Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4
WP	21.31		

$$WL = a \cdot \log(25) + b$$

Essai à l'Oedometre

Lieu de prelevement: oued Hadhria

N° Sondage: S1

Profondeur: 1.50m

Resultats

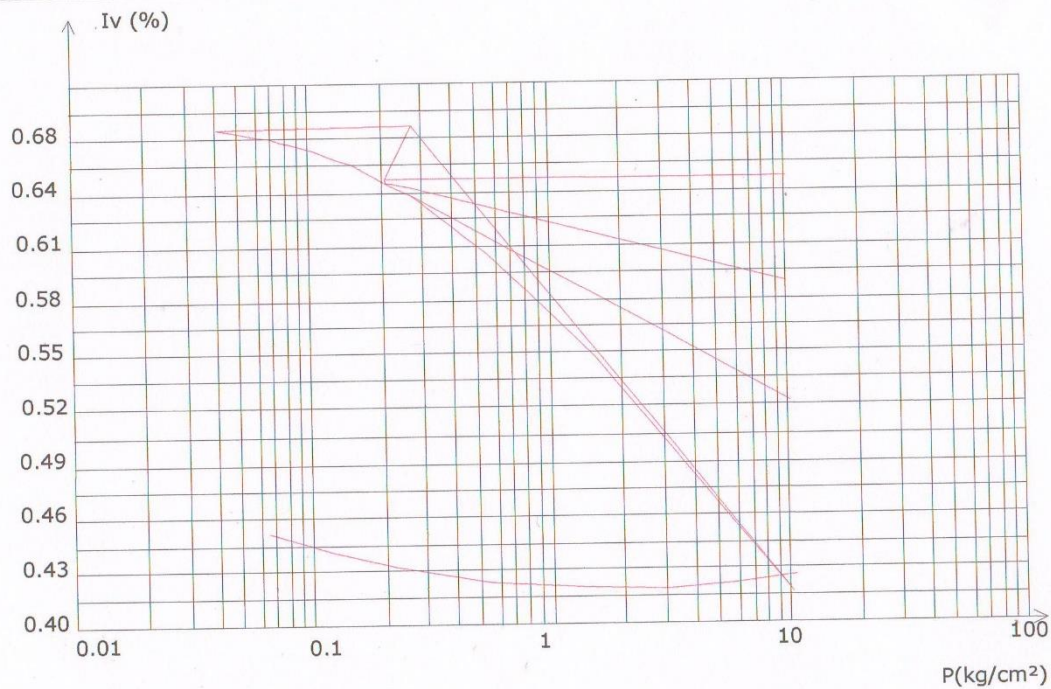
$P_c=0.499$

$C_c=0.168$

$C_g=0.025$

Tableau des valeurs

P(kg/cm ²)	L(a)	L(b)	I. vides
0.042	0.548		0.672
0.296	0.536		0.652
0.678	0.506		0.602
1.315	0.477		0.554
2.59	0.447		0.504
5.138	0.42		0.459
10.234	0.4		0.426
0.678	0.398		0.422
0.042	0.422		0.462



Limite d'ATTERBERG

Lieu de prelevement: oued Hadhria

N° Sondage: S6

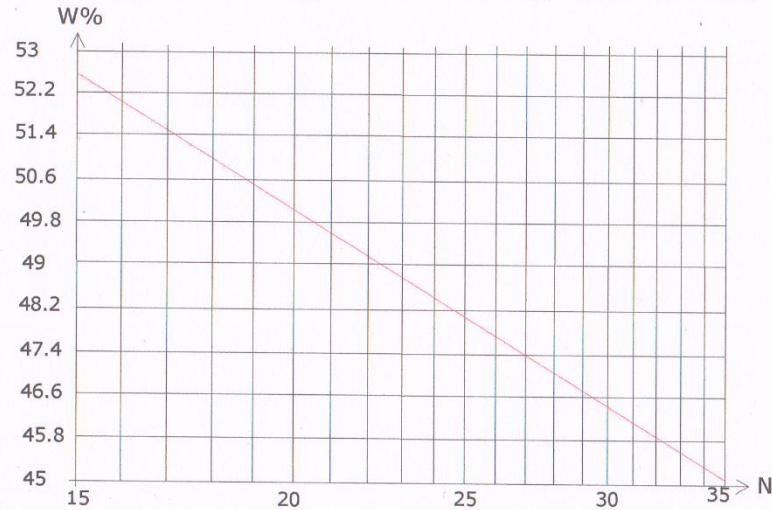
Profondeur: 1.50m

Resultat

WL=48.120

WP=25.000

IP=23.120



Limite de liquidité

Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4
15	25	35	
52.60	48.20	45.10	

Limite de plasticité

Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4
25			

$$WI = a * \log (25) + b$$

Essai à l'Oedometre

Lieu de prelevement: oued Hadhria

N° Sondage: S3

Profondeur: 3.00m

Resultats

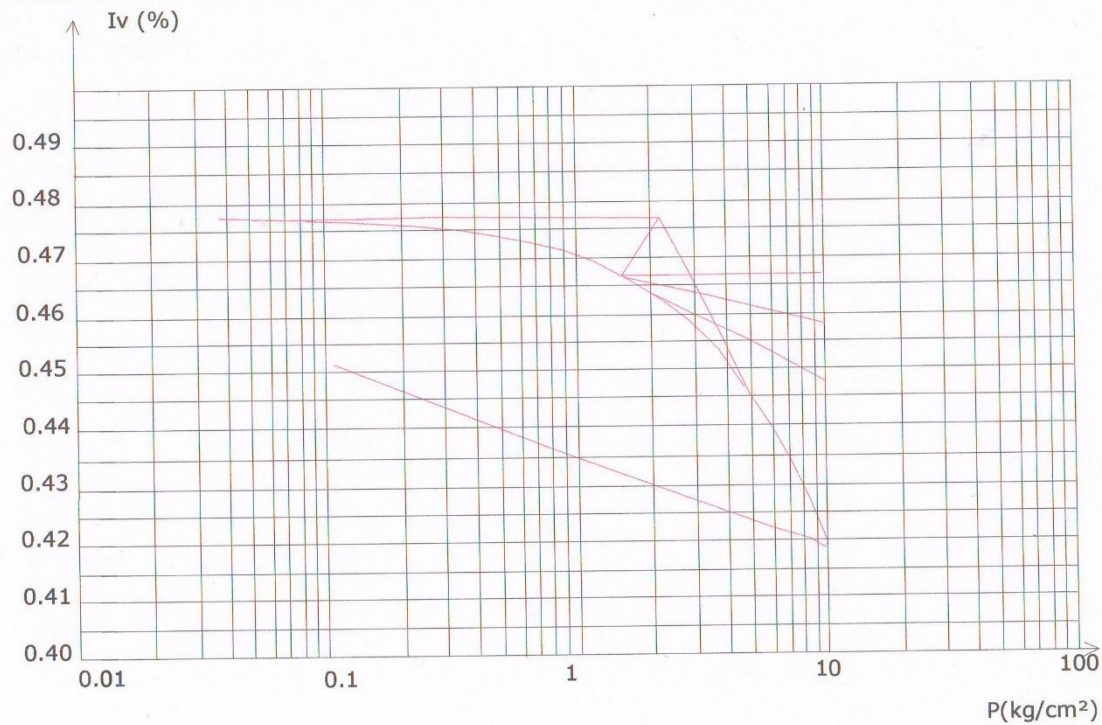
$P_c = 3.194$

$C_c = 0.094$

$C_g = 0.018$

Tableau des valeurs

P(kg/cm ²)	L(a)	L(b)	I.vides
0.042	0.87		0.483
0.296	0.867		0.481
0.678	0.864		0.478
1.315	0.858		0.473
2.59	0.845		0.462
5.138	0.832		0.451
10.234	0.795		0.42
0.678	0.819		0.44
0.042	0.845		0.462



Essai à l'Oedometre

Lieu de prelevement: oued Hadhria

N° Sondage: S4

Profondeur: 1.50m

Resultats

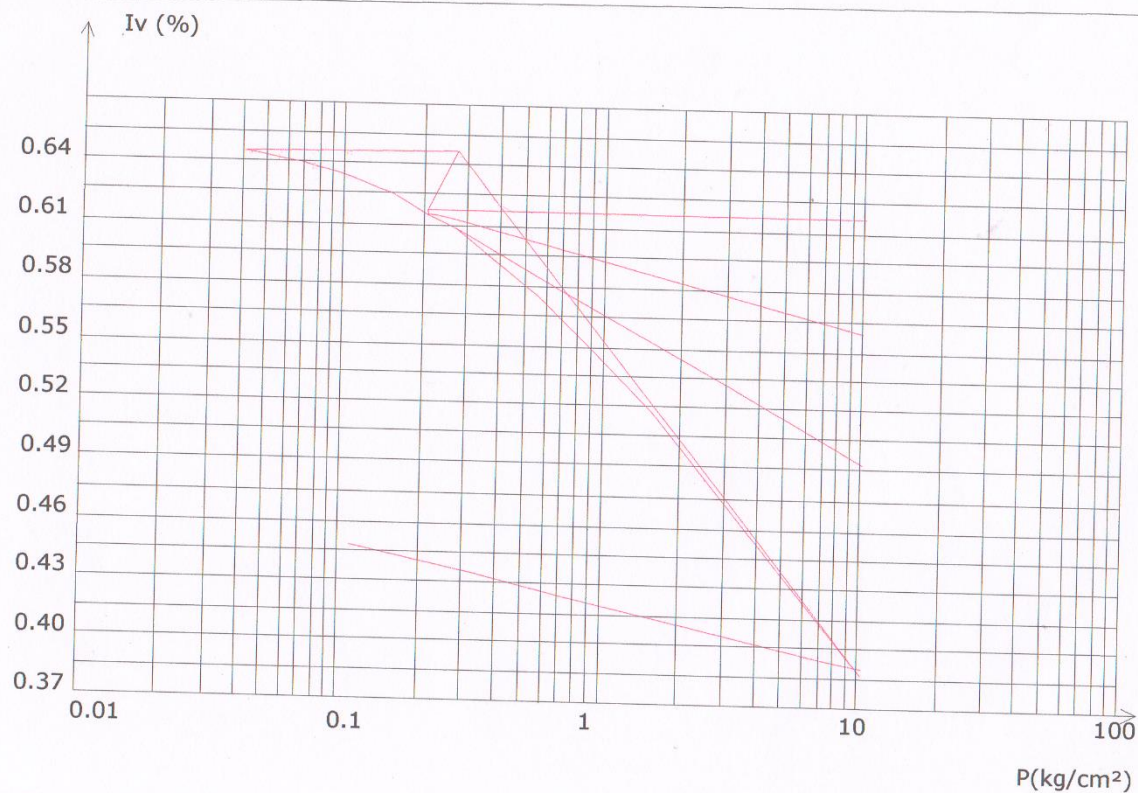
$P_c = 0.499$

$C_c = 0.168$

$C_g = 0.025$

Tableau des valeurs

P(kg/cm ²)	L(a)	L(b)	I.vides
0.042	0.558		0.64
0.296	0.546		0.62
0.678	0.521		0.579
1.315	0.489		0.525
2.59	0.461		0.479
5.138	0.435		0.436
10.234	0.41		0.394
0.678	0.43		0.427
0.042	0.451		0.462

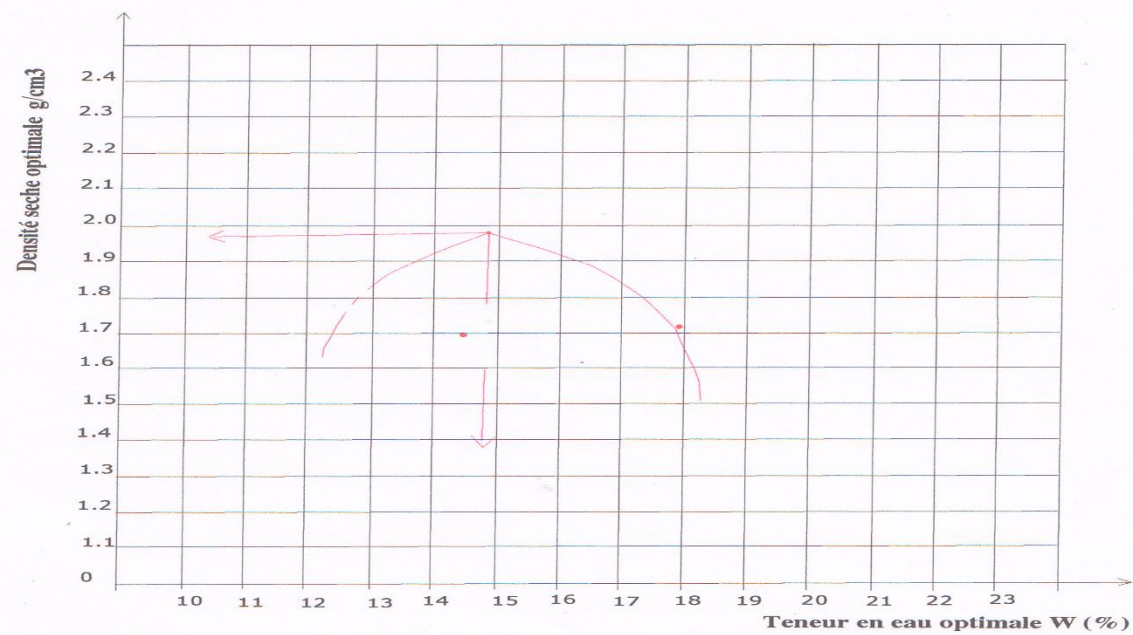


ESSAI PROCTOR

Lieu de prelevement Oued HADHRIA

Profondeur: 3.00 m

Puit zone d'emprunt



Teneur en eau optimale: 14.8 %

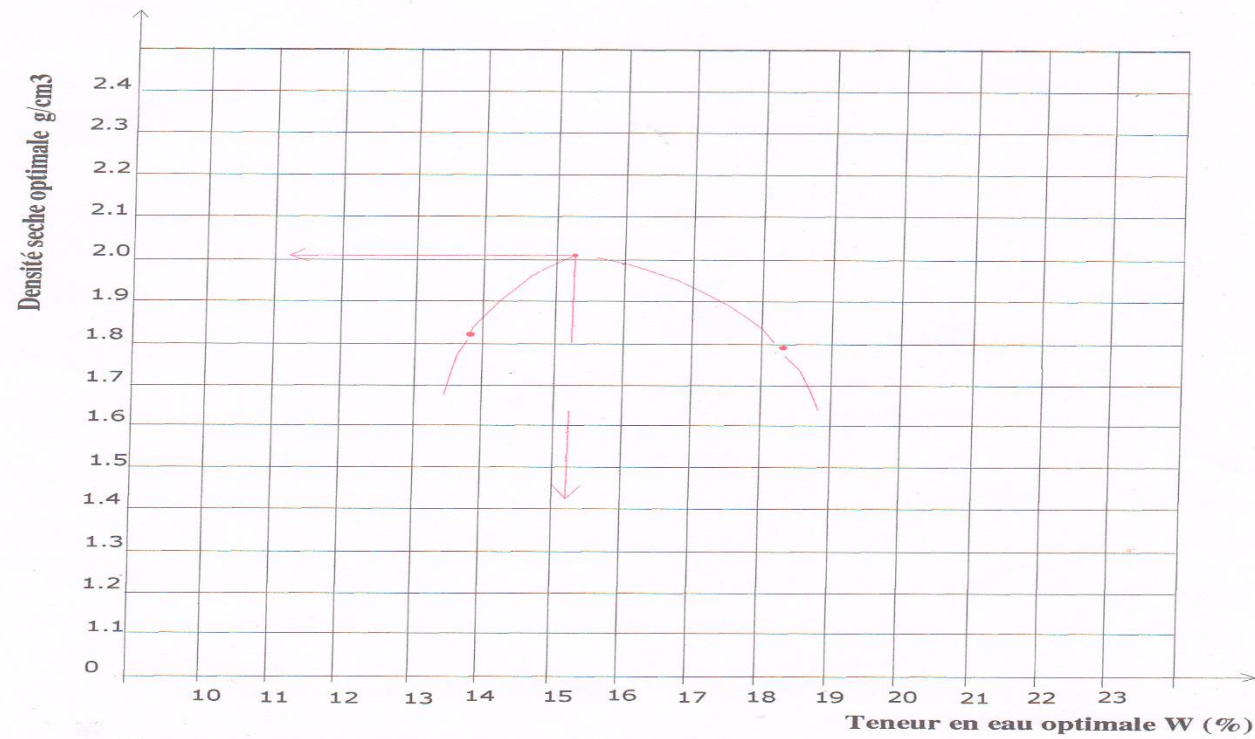
Densité sèche optimale: 1.98 g/cm³

ESSAI PROCTOR

Lieu de prelevement Oued HADHRIA

Profondeur: 6.00 m

Puit zone d'emprunt



Teneur en eau optimale: 15.2%

Densité sèche optimale: 2.01 g/cm³

ANNEXE C