

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE
- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR L'OUED
CHAABET BOULDJEM COMMUNE DE ZOUBIRIA
(W.MEDEA)**

Présenté par :
M^r MEMOU Mohcen

DEVANT LES MEMBRES DU JURY :

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r B.BENLAOUKLI	MC.B	Président
M^r A.ZEROUAL	MA.A	Examineur
M^{me} N.SAIL	MA.A	Examinatrice
M^{me} S.BERBACHE	MA.A	Examinatrice
M^{me} S.BENSAAD	MA.B	Examinatrice
M^r I.ZAIBAK	MA.B	Promoteur

Septembre-2013

Dédicace:

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

- + Ma chère mère qui m'a protégé pendant toute ma vie, et qui a fait tout pour que je devienne ce que je suis.*
- + Mon père qui m'a tant aidé et encouragé.*
- + Tous mes frères et sœurs.*
- + Toute la famille MEMOU.*
- + Tous mes amis à l'E.N.S.H en particulier :
MESAOUD, HAROUN, SEIF, MOHAMED,
MILOUD, FATEH, KHEIR EDDINE,
OUSSAMA, AMINE et HOUCINE.*
- + Tous mes collègues de primaire, secondaire, lycée et université.*

MEMOU Mohcen.

Remerciements :

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promoteur Monsieur ZAIBAK.I pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

Monsieur BENMIA Mohamed et Monsieur HAMADENE.A pour leurs documentations et leurs conseils.

L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude et particulièrement Les enseignants de L'ENSH.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

MEMOU Mohcen.

ملخص:

في إطار التنمية الفلاحية في الجزائر و بغرض المحافظة على المياه السطحية و ضمان تسييرها الجيد, قمنا بدراسة انجاز حاجز مائي لوادي شعبة بولجم ببلدية الزبيرية ولاية المدية, محققين بذلك احتياجات فلاحي المنطقة ذات الطابع الزراعي. لذلك ارتأينا في هذه الدراسة التطرق للجوانب الطبوغرافية, الجيولوجية, الهيدروجيولوجية المفصلة لإيجاد الموقع الأمثل والتصميم المناسب للحاجز. و بعد التأكد من ثباته وتحديد المنشآت الملحقة به, شرحنا طريقة سير الأشغال و تكلفة المشروع.

Résumé:

Dans le cadre du développement de l'agriculture Algérienne et pour le but de la protection des eaux superficielles et d'assurer une bonne gestion, nous avons étudié la réalisation d'une retenue collinaire sur l'oued de Chaabet Bouldjem commune de Zoubiria Willaya de Médéa afin d'atteindre les exigences des paysans de cette zone agricole.

C'est pour cela que nous avons décidé d'étudier plusieurs aspects, topographiques, géologiques et hydrogéologiques pour trouver l'emplacement idéal et la conception appropriée. Et après la vérification de stabilité et l'identification de ses ouvrages annexes, nous avons expliqué la succession des travaux et le coût du projet.

Abstract :

Within the framework of agricultural development in Algeria and for the purpose of water superficial conservation and to ensure good conduct, we have studied the completion of a dam in Chaabet Bouldjem valley municipality of Zoubiria prefecture of Medea. For reaching the stipulations of the peasants of this agricultural area. Therefore, we have decided to study several aspects, topography, geological and hydro geological to determine the ideal location and appropriate design. After confirming stability and identifying its ancillary works, we have explained the functioning of works and the project cost.

SOMMAIRE

INTRODUCTION

CHAPITRE I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE

CHAPITRE II : ETUDE GEOTECHNIQUE ET GEOLOGIE :

II.1. GEOLOGIE :

II.1.1. La géologie de la région :	4
II.1.2. Stratigraphie :	4
II.1.3. Tectonique :	6
II.1.4. Géologie locale :	6
II.1.4.1 Description générale :	6
II.1.4.2 Lithologie :	6
II.1.4.3 Marnes du Cénomaniens :	6
II.1.4.4 Colluvions :	7
II.1.4.5 Terrasses alluvionnaires :	7
II.1.4.6 Lit de l'Oued:	7
II.1.5. Conclusion :	7

II.2. GEOTECHNIQUES :

II.2.1. Travaux reconnaissance effectués :	8
II.2.2. Puits :	8
II.2.3. Essais géotechniques :	9
II.2.3.1 Essais physiques :	9
II.2.3.2 Essais mécaniques :	10
II.2.3.3 Essais chimiques :	11
II.2.4 Conclusion et recommandations :	11

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE.

III.1. Caractéristique géomorphologique du bassin versant :	12
III.2. Caractéristiques hydro morphologiques :	12
III.2.1 Indice de Gravelius (Kc) :	12
III.2.2 Le rectangle équivalent :	13
III.2.3 Le relief :	13
III.2.3.1 Courbe hypsométrique :	13
III.2.3.2 Altitude médiane :	14
III.2.3.3 L'altitude moyenne :	15
III.2.3.4 L'altitude maximale et minimale :	15
III.2.3.5 Les indices de pentes :	15
III.3. Caractéristiques du réseau d'écoulement :	17
III.4. Caractéristiques climatiques :	20
III.4.1. Température de l'aire :	20
III.4.2. Evaporation de la surface :	20
III.4.3. La pluviométrie :	20
III.4.3.1 Pluie moyenne annuelle :	20
III.4.3.2 Pluie maximale journalier :	21
III.5. Etudes des apports :	25
III.5.1. Apport liquide :	25
III.5.1.1 Apport moyen annuelle :	26
III.5.1.2 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :	27
III.5.1.3 Caractéristiques de l'écoulement :	28
III.5.2. Apports fréquentiels :	30
III.5.2.1 Répartition de l'apport fréquentiel dans l'année :	31

III.5.3. Apport solide et volume mort :	32
III.6. Etude de crue :	33
III.6.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue :	34
III.6.2. Hydrogrammes de crues :	36
III.6.3. Crue de projet :	38
III.7. Régularisation des débits :	39
III.7.1. Courbes caractéristiques de la retenue :	39
III.7.2. Répartition des besoins :	41
III.7.3. Calcul du volume utile :	42
III.7.4. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :	44
III.7.5. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :	44
III.8. Laminage de crue :	46
III.8.1. Méthode de KOTCHERINE :	47
III.9. Etude d'optimisation :	51
III.9.1. Calcul du coût approximatif de la digue :	51
III.9.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues :	54
III.9.3. Le coût total du barrage :	56
Conclusion :	58

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES ET CHOIX DE LA VARIANTE

IV.1. Les barrages en remblais :	59
IV.1.1. Les barrages en terre :	59
IV.1.1.1 Différents types de barrages en terre :	59
IV.1.1.2 Avantages et inconvénients des barrages en terre :	60
IV.1.2. Les barrages en enrochement :	60
IV.1.2.1 Caractéristiques des barrages en enrochement :	61
IV.1.3. Les barrages en gabions :	61
IV.1.3.1 Les raisons du choix des structures en gabions :	61
IV.1.3.2 Structures aval déversantes des barrages en gabion:	61
IV.2. Critères de choix d'un barrage :	62
IV.2.1. La morphologie du talweg et la qualité de la fondation :	62
IV.2.2. La disponibilité en matériaux :	62
IV.2.3. Critères hydrauliques :	63
IV.2.4. Critères socio-économique :	63
IV.3. Etude comparative :	64
IV.3.1. Calcul des coûts :	64
IV.4. Choix définitif du type de barrage :	66
IV.5. Etude de la variante choisit :	66
IV.5.1. Définition du profil général du barrage :	66
IV.5.2. Dispositifs de protection contre les effets de l'eau :	67
IV.5.2.1. Drains et filtres :	67
IV.5.2.2. Clé d'étanchéité :	71
IV.5.2.3. Protection des talus :	71
IV.6. Etude des infiltrations :	73
IV.6.1. Tracé de la ligne de saturation :	73
IV.6.2. Calcul du débit de fuite par infiltration :	74
IV.6.3. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :	75

CHAPITRE V : LES OUVRAGES ANNEXES

V.1. Evacuateur de crue :	78
V.1.1. Types d'évacuateur de crue :	78
V.1.1.1. Les évacuateurs à surface libre :	78
V.1.1.2. Les évacuateurs en charge :	79
V.1.2. Critères de choix d'un évacuateur de crues :	79
V.1.3. Choix de la variante :	79
V.1.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue :	80
V.2. Ouvrage de Prise et de vidange :	90
V.2.1. Types des ouvrages de vidange :	90
V.2.2. <i>Choix de la variante</i> :	91
V.2.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :	91
V.3. Dérivation provisoire :	94
V.3.1. Type d'ouvrage de dérivation provisoire :	94
V.3.2. <i>Débit de dimensionnement</i> :	94
V.3.3. Succession des travaux :	94
V.3.4. Dimensionnement de la dérivation provisoire :	95
V.3.4.1. DIMENSIONNEMENT DE LA GALERIE :	95
V.3.4.2. <i>Le batardeau</i> :	98
V.3.4.3. Calcul d'optimisation de la dérivation :	99

CHAPITRE VI : ETUDE DE STABILITE

VI.1. Méthode du calcul de stabilité :	103
VI.1.1. Principes généraux des méthodes de calcul à la rupture :	103
VI.1.2. La méthode des tranches:	104
VI.1.3. Ordre de calcul (Méthode de Fandeer) :	105
VI.2. Les caractéristiques géotechniques des sols :	106
VI.3. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :	106
VI.4. Classement des forces :	107
VI.5. Calcul du coefficient de sécurité:	107

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

VII.1. Installations du chantier :	110
VII.2. La succession des opérations de chantier :	110
VII.3. Exécution des travaux :	111
VII.3.1. Réalisation de la digue:	111
VII.3.2. <i>Réalisation de l'évacuateur de crue</i> :	112
VII.3.3. Réalisation de la dérivation provisoire:	112
VII.4. Planification :	113
VII.4.1. Définition :	113
VII.4.2. Techniques de la planification :	113
VII.4.2.1. Méthodes basées sur le réseau :	113
VII.4.2.2. Méthodes basées sur le graphique :	114
VII.4.3. Les étapes de la planification :	114
VII.4.4. Symboles et durées des opérations :	116
VII.4.5. Détermination du chemin critique :	117
VII.5. Le coût du barrage :	118
VII.5.1. Le coût des travaux de construction du barrage :	118
VII.5.2. Le coût des études :	118

VII.5.3. Les coûts induits par la création du barrage :118

CONCLUSION

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

ANNEXES

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau II.1 :	Situation des puits.....	8
Tableau II.2 :	Résultats des essais Proctor.	10
Tableau II.3 :	Résultats des essais de cisaillement.	10
Tableau III.1 :	Surfaces par tranche d'altitude.	14
Tableau III.2 :	Type de relief en fonction de Ds.	16
Tableau III.3 :	Profil en long du cours d'eau principal.	18
Tableau III.4:	Récapitulatif des caractéristiques des bassin :	19
Tableau III.5:	Station pluviométrie.....	20
Tableau III.6 :	Température de l'aire.	20
Tableau III.7:	Evaporation de surface.	20
Tableau III.8:	Répartition mensuelle moyenne interannuelle des pluies.....	20
Tableau III.9:	Ajustement à la loi de Gumbel.	22
Tableau III.10:	Ajustement à la loi Log normale.	23
Tableau III.11:	Pluies de courte durée (mm).	24
Tableau III.12 :	L'intensité de pluies (mm/h) :	25
Tableau III.13 :	Récapitulatif des résultats des apports.	27
Tableau III.14 :	Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.	27
Tableau III.15 :	Récapitulatif des résultats de coefficient de variante.	30
Tableau III.16 :	Calcul des apports fréquentielles.	30
Tableau III.17 :	Répartition de l'apport fréquentiel (A80%).....	31
Tableau III.18 :	Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.	34
Tableau III.19 :	Récapitulatif des résultats de la formule SOKOLOVSKY.	35
Tableau III.20:	Récapitulatif des débits maximaux de crue.	35
Tableau III.21 :	Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	36
Tableau III.22 :	Les hydrogrammes de crue.	37
Tableau III.23 :	Les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.....	40
Tableau III.24:	Répartition mensuelle des besoins.....	42
Tableau III.25:	Répartition mensuelle des apports A80%.....	42
Tableau III.26:	Calcul du volume utile.....	43
Tableau III.27:	Evaporation mensuelle.	44
Tableau III.28 :	Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE.	49
Tableau III.29 :	1ère étape de calcule.	49
Tableau III.30 :	2ème étape de calcul (Détermination de H0 et Q en fonction de b)	50
Tableau III.31 :	3 ème étape de calcul (Détermination de débits déversés en fonction de H, b et Vf).	50
Tableau III.32 :	Largeur en crête en fonction de la hauteur de barrage.	54
Tableau III.33 :	Cout des digues.	54
Tableau III.34 :	Coût du déversoir.	55
Tableau III.35 :	Coût du canal d'approche.	56
Tableau III.36 :	Coût Totale du barrage.	57
Tableau III.37:	Récapitulation des résultats de régularisation et du laminage.	58
Tableau IV.1:	Choix d'un type de barrage selon la disponibilité en matériaux de construction. ...	63

Tableau IV.2:	Fruits indicatifs des talus de barrage stables.....	64
Tableau IV.3:	Coût de la digue (barrage homogène).....	65
Tableau IV.4 :	Coût de la digue (barrage à noyau).....	65
Tableau IV.5:	Coût de la digue (barrage en terre avec masque en béton).....	66
Tableau IV.6:	Valeur de C en fonction de pente de talus et du poids spécifiques.....	72
Tableau IV.7:	Ligne de saturation.....	74
Tableau IV.8:	Classification des barrages.....	76
Tableau IV.9:	Gradient admissible à travers le remblai terreux.	76
Tableau IV.10:	Gradient admissible pour les fondations d'un remblai.	77
Tableau IV.11:	Détermination de coefficient de sécurité.....	77
Tableau V.1 :	Coordonnées du profil de Creager.	81
Tableau V.2:	Calcul de la ligne d'eau.....	85
Tableau V.3:	Calcul de la ligne d'eau.....	85
Tableau V.4:	Coefficient de débits.....	97
Tableau V.5 :	$Q = f(D)$	97
Tableau V.6 :	Récapitulation des résultats du laminage de crue du chantier.....	97
Tableau V.7:	Récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.....	99
Tableau V.8:	Paramètres de calcul d'optimisation.....	100
Tableau V.9:	Résultats de calcul d'optimisation.....	101
Tableau VI.1:	Coefficients de stabilité admissible des talus.....	104
Tableau VI.2:	Valeurs de K1 et K2	105
Tableau VI.3 :	Valeurs de R1 et R2.....	105
Tableau VI.4:	Caractéristique géotechniques	106
Tableau VI.5:	Coefficient de sécurité	109
Tableau VII.1:	Symboles et durés des opérations	116

LISTE DES FIGURES :

Figure I.1 :	Situation de l'évacuateur de crue.....	2
Figure I.2 :	Plan de situation Extrait de la carte d'Etat Major (Echelle 1/50000)....	3
Figure II.1 :	Extrait de la carte géologique de BerrouaghiaN° 110(Echelle 1/50000)....	5
Figure III.1 :	Courbe hypsométrique.....	14
Figure III.2:	Profil en long du cours d'eau principal.	18
Figure III.3:	Ajustement à la loi de Gumbel.	22
Figure III.4 :	Ajustement à la loi de Galton.	23
Figure III.5:	Pluies de courte durée.	24
Figure III.6 :	Intensité des pluies.	25
Figure III.7 :	Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.	28
Figure III.8 :	Répartition de l'apport fréquentiel (A80%)	31
Figure III.9 :	Les hydrogrammes de crue.	37
Figure III.10 :	Hydrogramme de crue (Q1%)	38
Figure III.11 :	Courbe Capacité- Hauteur.	41
Figure III.12 :	Courbe de $H = f(Q, q)$	50
Figure III.13 :	Courbe de $V = f(Q, q)$	41
Figure III.14 :	Courbe d'optimisation de la largeur déversante.	57
Figure V.1 :	Construction géométrique du profil Creager.	81
Figure V.2 :	Profil de Creager.	82
Figure V.3:	La ligne d'eau.	86
Figure V.4:	Section de la galerie de dérivation.	95
Figure V.5:	Courbe d'optimisation.	102
Figure VI.1 :	Diagramme des forces agissant sur une tranche.....	108
Figure VII.1 :	Réseau de différentes opérations.	117

Liste des planches :

Planche N°1 : Plan d'aménagement

Planche N°2 : Profil type de la digue

Planche N°3 : Profil en long de la digue

Planche N°4 : Coupe en travers de la digue et profil type de la variante

Planche N°5 : Profil en long de l'évacuateur de crue

Planche N°6 : Schéma de calcul de stabilité

INTRODUCTION :

L'eau est une ressource essentielle à la vie sur la Terre. Mais sa répartition géographique et saisonnière est malheureusement inégale. Dans la zone de Chaabet Bou Ldjem dans la commune de Zoubiria (W. Médéa) qui souffre de sécheresse, la rareté de l'eau en fait un bien précieux ; ailleurs, des cours d'eau en crue provoquent des inondations, menaçant les biens et les personnes. L'irrigation agricole au niveau de cette région est parmi les plus grands consommateurs d'eau. Depuis toujours, les retenues collinaires ont permis de recueillir, stocker et restituer au bon moment l'eau nécessaire au développement et au maintien des civilisations.

Ainsi elles permettent le réglage du débit de la rivière et donc la maîtrise des inondations à l'aval, en retenant une partie des eaux de crue et en la restituant ultérieurement. Une maîtrise efficace des crues est réalisée, judicieusement répartis sur le bassin fluvial et exploités selon des consignes spécifiques en vue de l'écoulement des crues dans le bassin sans causer des dégâts.

Avant la réalisation de cette retenue on doit faire des différentes études sont montrées dans les chapitres de ce travail avec des planches représentatives.

PRESENTATION DU SITE

Le but principal des études topographiques est d'établir les documents nécessaires aux avant-projets : plans, cartes et documents qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes. Elles peuvent être menées au stade des études préliminaires si l'on ne dispose pas des cartes suffisamment précises.

L'analyse du plan topographique permet la détermination des paramètres nécessaires pour l'étude hydrologique tels les surface, les hauteurs et les volumes.

I.1. Situation :

La retenue collinaire de Chabet Bou Ldjem se trouve au niveau de la commune de Zoubiria . Cette dernière est à 30 km au sud de la wilaya de Médéa, distante de la ville de Berrouaghia de moins de 10 km. Elle se trouve dans l'axe Alger-Djelfa sur la RN 1 à 130Km de la capitale. La position exacte de notre retenue est au Sud-est de la ville de Médéa, à environ 7 Km à l'ouest de la ville de Berrouaghia, proche du chemin de wilaya Cw N°8 au sud.

Les coordonnées UTM de ce site tirées de la carte au 1/50000 de Berrouaghia sont données ci-après :

$$X = 485.785 \text{ Km}$$

$$Y = 3997.962 \text{ Km}$$

$$Z = 798,00 \text{ m (NGA).}$$

La situation de notre retenue au niveau de la carte d'Etat Majeur N° NJ-31- Est (nouvelle édition) et représentée dans la **Figure I.2**

I.2. Le barrage et son site :

Lorsqu'on envisage de construire une retenue, il importe avant tout de bien examiner les objectifs que devra satisfaire la retenue et de dégager les impératifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation.

Les objectifs du barrage de Chaabet Bouldjem sont :

- Satisfaction des besoins en eau domestique et agricole;
- Développement du tourisme dans la région;
- Ecrêtement des crues ou écrêtement des ruissèlements d'orage des zones urbaines ;

On procède ensuite à la recherche d'un site adéquat à la réalisation d'un ouvrage répondant à ces caractéristiques.

I.3. Choix du site :

Le choix de l'emplacement d'un barrage résulte le plus souvent d'un compromis entre de nombreuses contraintes.

Le choix de site exige la bonne connaissance des facteurs topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologique.

Il convient aussi de trouver un site qui répond à la plus grande valeur possible du rapport volume retenue / cout de l'ouvrage pour garantir à la fin une hauteur d'eau et un volume suffisants [5].

I.4. Choix de l'axe de l'évacuateur de crue :

Le choix de l'emplacement de l'évacuateur de crue dépend des conditions topographiques. Dans cette étude nous proposons que l'évacuateur de crue de surface situé sur la rive gauche.

Conclusion :

D'après la morphologie du site et les paramètres topographiques, oued Chaabet Bou Ldjem peut dans son lit contenir un ouvrage de retenue collinaire.



Figure I.1 : Situation de l'évacuateur de crue.

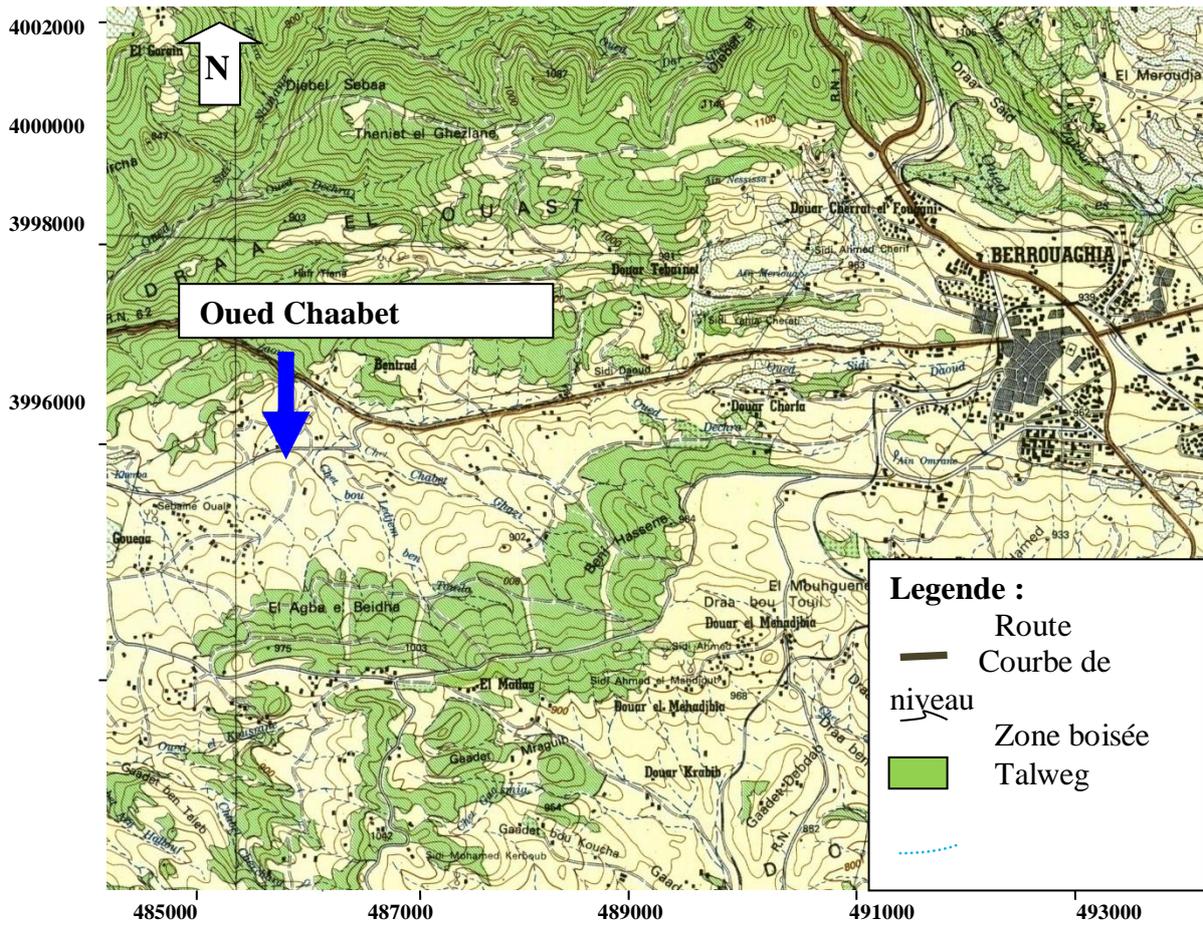


Figure I.2 : Situation de la zone d'étude extrait de la carte d'Etat Major (Echelle 1/50000).

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont pour objet de répondre aux questions concernant :

- *La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et des fondations ;*
- *L'étanchéité de la cuvette de la retenue et la stabilité de ses versants ;*
- *L'existence et les caractéristiques des matériaux nécessaires à la construction de barrage [4].*

II.1. GEOLOGIE :

La géologie locale a été effectuée à la base des observations de terrain et des travaux de reconnaissance.

II.1.1. La géologie régionale :

La carte géologique de Berrouaghia, comprend trois parties distinctes :

- *Au Nord-ouest, des terrains miocène, est poste-nappe, constituent la bordure méridionale du grand bassin de Médéa.*
- *Au Sud-est, une zone présentent une tectonique très complexe, il s'agit des nappes sud-telliennes.*
- *La partie centrale, qui est la plus importante, est entièrement occupée par le massif crétacé de Berrouaghia, qui se poursuit au Sud vers les Matmata en formant la bordure Sud de la plaine du Chélif.*

II.1.2. Stratigraphie :

*La carte géologique de Berrouaghia montre que la série stratigraphique de la zone d'étude est variée : elle englobe des terrains appartenant au secondaire (Trias, Crétacé), au Tertiaire (Miocène) et au Quaternaire (**Figure II.1**).*

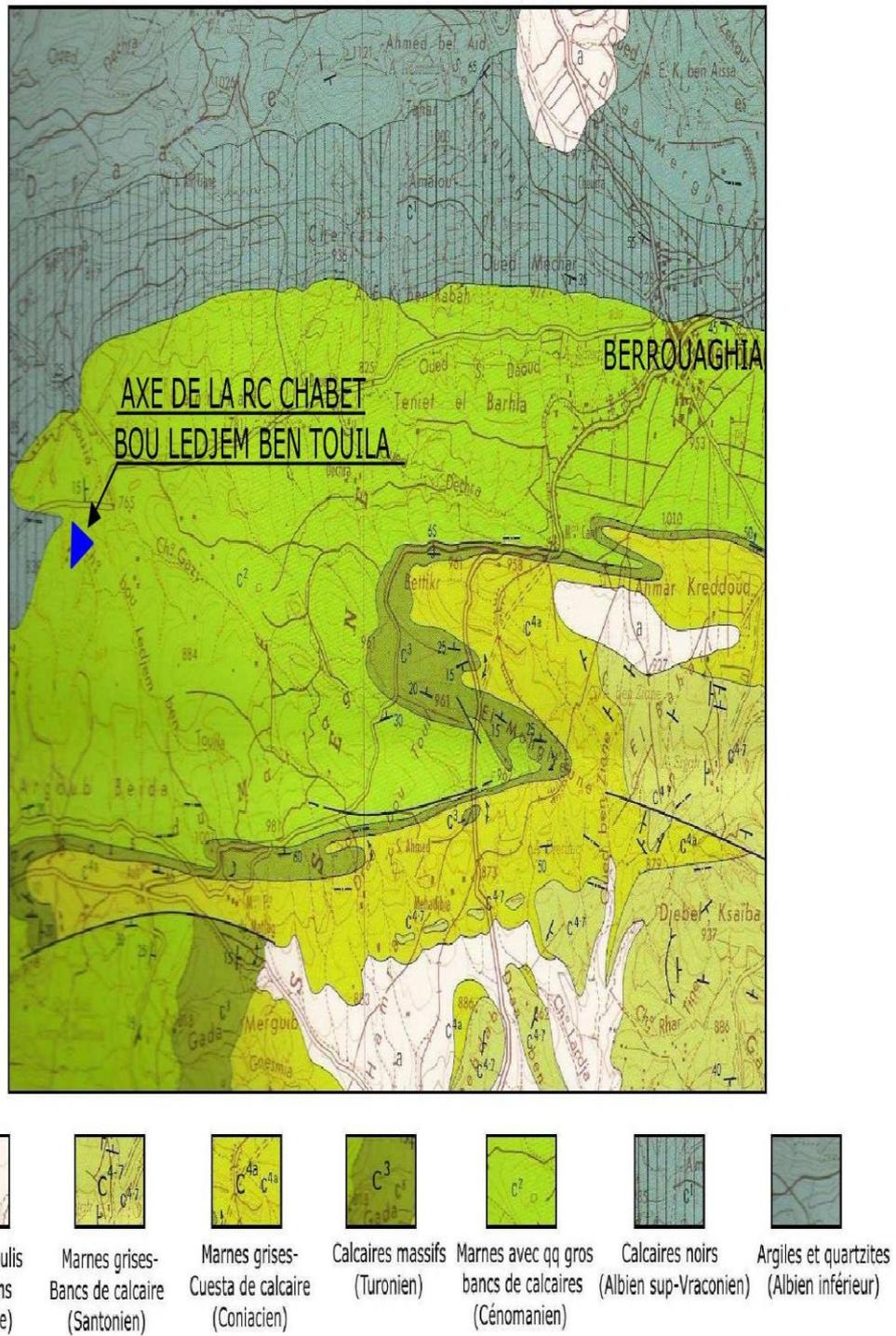


Figure II.1 : Extrait de la carte géologique de Berrouaghia N°110 (échelle : 1/50000)

II.1.3. Tectonique :

On peut distinguer deux styles de tectoniques différents, d'une part dans l'autochtone de la chaîne des Bibans et l'autochtone plus méridional, d'autre part dans les unités sud-telliennes.

A/ Autochtone :

- La chaîne des Bibans, forme un anticlinorium, dont le flanc Sud, à pendage relativement vertical, est bien visible à l'Est de la retenue, avant de disparaître sous le Miocène du bassin de Médéa. Des failles longitudinales Est-ouest affectent l'Albien des Bibans.

- Au sud de la ville de Berouaghia, la couverture néo-crétacée de cet Albien présente une tectonique très souple mais très accusée. Des accidents Est-ouest affectent cette couverture. Les poussées tangentielles venues du Nord ont conduit localement à un système d'écaillage. Une ébauche d'écaillage affecte le Mongorno au Sud de la retenue.

B/ Allochtone :

Les Unités sud-telliennes présentent une tectonique très complexe. Dans les unités inférieures, les séries stratigraphiques sont morcelées en multiples écailles et les unités supérieures à séries souvent isoclinales sont plus simples.

La subdivision en unités tectoniques distinctes est basée sur les observations tectoniques, sur l'analyse des litho faciès et des biofaciès. Ces unités renferment soit un matériel sédimentaire d'âge déférent, soit des séries de même âge ou s'observent de notables changements de faciès.

II.1.4. Géologie locale :

II.1.4.1. Description générale :

Le site de la retenue collinaire est localisé dans une formation marneuse, attribuée au Cénomaniens.

II.1.4.2. Lithologie :

La retenue est inscrite dans une petite série de méandres. Cette région est caractérisée par une érosion assez bien prononcée, la couverture végétale est très faible, quasiment inexistante. Elle fait partie d'une zone étendue, complètement déboisée et ne contient que quelques bouquets d'arbres très dispersés. Cette région est ravinée par de nombreuses rigoles.

Dans la région du site de la retenue, on distingue des marnes altérées en surface et souvent recouvertes sur les pentes et en fond de vallée par des dépôts quaternaires (colluvions, terrasses et éléments du lit de l'Oued).

II.1.4.3. Marnes du Cénomaniens :

C'est une épaisse série (950 m) de marnes brunes, avec des rares intercalations de calcaires fins à fissures. Ces bancs calcaires augmentent de fréquence et de puissance au sommet de la série. Notre zone d'étude proprement dite, est

quasiment située dans ces marnes brunes et calcaires fins. Cette série ceinture cette retenue collinaire.

Ces marnes constituent le substratum de la région, elles existent sur les deux rives et en fond de vallée souvent altérées et recouverte en surface. Au niveau de l'axe de la retenue, elles sont recouvertes par des colluvions et des terrasses de la nature argileuse (argilo-limoneuse).

Ces marnes sont bleuâtres à grisâtres, indurées, à cassures conchoïdes et forment des talus bien caractéristiques, surtout en rive gauche.

II.1.4.4. Colluvions :

Ces colluvions sont argileuses, argilo-marneuses (limoneuses) contenant parfois des débris marneux, schisteux et des restes de coquilles (lumachelles). L'ensemble est de couleur brune à noirâtre. Ces colluvions sont réparties sur les deux rives et sous une faible épaisseur, plus importante en rive droite.

II.1.4.5. Terrasses alluvionnaires :

Ces terrasses existent de part et d'autre de l'Oued, discontinues sur le deux rives, parfois d'extension latérale modeste, à l'amont immédiat de l'axe. Leur épaisseur, varie de 1 à 4 m au dessus du niveau du lit de l'Oued. Elles sont constituées d'argiles brunes contenant quelques éléments grossiers de nature gréseuse surtout.

II.1.4.6. Lit de l'Oued:

Le lit de l'Oued a un faible charriage, il est composé essentiellement d'alluvions fines contenant une faible proportion d'éléments grossiers. Au niveau du lit mineur l'épaisseur de ces alluvions dépasse les quatre (04) mètres

II.1.5. Conclusion :

La retenue de Chaabet Bou Ledjem est située dans un massif marneux. Le problème d'étanchéité ne se pose pas. La marne possède la caractéristique d'être imperméable.

Ce site ne présente pas de gros problème d'instabilité, lors des différentes sorties sur terrain aucun phénomène de glissement de grande envergure n'a été observé aux environs de cette retenue.

L'axe et la cuvette de cette retenue ne posent aucun problème pour la réalisation d'une digue en terre homogène à cet endroit.

II.2. GEOTECHNIQUE :

L'étude géologique ne permet pas de définir les caractéristique et les comportements mécaniques et hydrodynamiques des sols, c'est-à-dire leur aptitude à fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue ou à constituer des fondations suffisamment stables et imperméables.

Il importe donc de procéder à des essais de mécanique des sols et à des essais hydrauliques soit sur des échantillons(en laboratoire) soit directement sur le site (in situ).

Les études géotechniques portent sur les matériaux terreux, les enrochements et les fondations. Elles se poursuivent en étroite liaison avec le géologue et le concepteur du projet.

II.2.1. Travaux de reconnaissance effectués :

Pour reconnaître les conditions géologiques et géotechniques de la fondation et de la zone d'emprunt, les travaux de reconnaissance ont été effectués ci-dessus :

II.2.2. Puits :

Un (01) puits a été exécuté au niveau de la fondation (fond vallée). Sa situation et sa profondeur sont mentionnées dans le tableau ci-dessous.

Six (06) puits ont été exécutés au niveau de la zone d'emprunt, en amont de l'axe totalisant ainsi 17.5 ml. Leur situation ainsi que leur profondeur sont données ci-après.

Tableau II.1 : Situation des puits

N°	Désignation		Profondeur (m)	Situation
1	Puits-01	Zone d'emprunt	3.00	Amont axe, rive gauche
2	Puits-02		3.00	Amont axe et P1, rive gauche
3	Puits-03		3.00	Amont axe et P2, rive gauche
4	Puits-04		3.00	Amont axe et P3, rive gauche
5	Puits-05		3.00	Amont axe et P5, rive droite
6	Puits-06		3.00	Amont axe et P5, rive droite
7	Puits-07	Fondation	3.00	Fond de la vallée région axe

Ces sept (7) puits ont été réalisés pour deux objectifs bien précis :

- *Déterminer la lithologie des terrains traversés, déterminer éventuellement la profondeur du substratum.*
- *Voir s'il y'a la possibilité d'utiliser ces matériaux pour la construction de la future digue (puits et zone d'emprunt).*

Le niveau de la nappe n'a pas été rencontré dans ces puits de reconnaissance.

Les travaux de reconnaissance mis en œuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques de la fondation et de la zone d'emprunt.

La figure de l'annexe II.A représente la situation des puits.

II.2.3. Essais géotechniques :

Des échantillons remaniés ont été prélevés à partir des puits précédents, afin de réaliser les essais physiques, mécaniques et chimiques conformément au

programme de reconnaissance qui a été établi et ce dans le but de déterminer leur caractéristiques géotechniques.

Les échantillons remaniés issus de six (06) puits de la zone d'emprunt ont été soumis aux essais ci dessous :

- *Granulométrie*
- *Limite d'ATTERBERG*
- *Teneur en eau*
- *Essai Proctor Normal*
- *Cisaillement direct UU*
- *Matière organique*

II.2.3.1. Essais physiques :

1) Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique est réalisée sur six(06) échantillons permet de dire que ces matériaux sont à forte composante fine (limono-argilo-sableuse) pour l'ensemble des échantillons de ces puits de la zone d'emprunt, ou les inférieurs à deux mm varient de 94 et 99 % et les inférieurs à 80 μ oscillent entre 73 et 92 %.notons que l'échantillon du puits 6 est légèrement plus grossier avec une proportion notons de sable (48%). Ces puits offrent l'avantage d'être à proximité de l'axe de la retenue (inférieur à la cuvette), l'axe est facile.

Le fuseau de ces matériaux est relativement serré, ce qui témoigne de l'homogénéité de cette zone d'emprunt (Annexe II.B).

2) Limites d'ATTERBERG :

Les limites d'ATTERBERG sont les teneurs en eau caractérisant le passage d'un sol argileux.

- *Limite de liquidité W_L : de l'état boueux à l'état plastique ;*
- *Limite de plasticité W_p : de l'état plastique à l'état solide ;*
- *Limite de retrait W_R : à l'état solide avec fente de retrait.*

Ces limites se déterminent par des essais très simples portant sur la fraction fine, pour laquelle le diamètre des grains est inférieur à 0.5 mm.

L'indice de plasticité IP est la différence $W_L - W_p$. Il est d'autant plus élevé que le sol contient plus d'argile. On aura $IP > 10$ pour un sol assez argileux et $IP > 30$ pour un sol très argileux.

L'indice de plasticité de ces matériaux varie de 13.80 à 22.94 % correspond à une plasticité moyenne à légèrement élevée.

L'indice de consistance déduit pour ces matériaux, montre des sols à l'état dur ($IC > 1$) pour les puits (P2, P3, P4 et P5) et à l'état mi-dur pour les puits (P1 et P6).

$$IC = \frac{W_L - W_p}{IP}$$

W : la teneur en eau naturelle.

(Voir l'Annexe II.C et l'Annexe II.D)

3) Essais Proctor Normal :

Deux essais Proctor ont été effectués. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau II.2 : Résultats des essais Proctor.

Puits	Profondeur	Proctor Normal		
		W	W _{opt}	γ_{dmax}
N°	(m)	(%)	(degré)	(t/m ³)
-	-	(%)	(degré)	(t/m ³)
P1	2.00 – 2.50	17.42	19.20	1.71
P3	1.50 – 2.00	20.54	19.90	1.70

Ces matériaux sont caractérisés par des densités sèches (γ_{dmax}) très proches oscillant entre 1.70 et 1.71 (t/m³). Ces valeurs sont convenables et terme de compactage (assez denses).

Les échantillons étudiés présentent des teneurs en eau optimale (W_{opt}) moyennes, très proches des teneurs en eau naturelle (W_n), ce qui veut dire qu'il faudra utiliser directement ces matériaux lors de leur mise en place, sans séchage ni arrosage. La différence entre ses deux teneurs en eau (naturelle et optimale) est inférieure à 2.0%.

II.2.3.2. Essais mécaniques :

1) Essai de cisaillement rectiligne (UU) :

Les deux essais de cisaillement non consolidés, non drainés de type UU sur les échantillons des puits P1 et P3 recompressés à l'optimum Proctor dénotent un matériau à assez fort (tableau ci-après)

Tableau II.3: Résultats des essais de cisaillement.

Puits	Profondeur	Cisaillement UU	
		Φ_{uu}	C _{uu}
N°	(m)	(degré)	(kg/cm ²)
-	-	(degré)	(kg/cm ²)
P1	2.00 – 2.50	17.42	0.61
P3	1.50 – 2.00	21.22	0.50

II.2.3.3. Essais chimiques :

Les deux échantillons étudiés P1 et P3 sont caractérisés par une teneur en matière organique faible, elle oscille entre 4.2 et 4.5 %.

II.2.4. Conclusion et recommandations :

Notre site ne présente pas des problèmes d'étanchéité, ni d'une stabilité spécifiques à cet endroit. La cuvette est semblable au site (axe), elle ne présente pas de contraintes spéciales pour la réalisation d'une retenue. Ses berges sont stables, parfois armées de bancs calcaires fins.

Lors de la réalisation de la retenue, il est nécessaire d'excaver sous tout l'emprise de la digue les terrains de la couverture (terre végétale, colluvions, terrasses) et les alluvions du lit de l'oued, pour y asseoir la clé d'ancrage sur le substratum sain se pouvant y entre de 0.5m.

Concernant les matériaux de construction fins, ils présentent de bonnes caractéristiques géologiques et des propriétés géotechniques satisfaisantes. Ils sont moyennement plastiques et moyennement compressibles, convenables en terme de compactage. A cohésion raide mais généralement à l'état dur avec des caractéristiques mécaniques moyennes. La teneur en matière organique est faible.

Les volumes disponibles couvrent largement les besoins de ce type de matériaux (fins). Cette zone présente l'avantage d'être très proche de l'axe de la retenue et ne porte pas atteinte à l'environnement, car elle sera noyée (intérieur cuvette). Le volume de terre excavé sera remplacé par son équivalent en eau.

Pour les matériaux grossiers, les quantités nécessaires peuvent être ramenées des carrières environnantes.

Enfin, le site, la cuvette et la zone d'emprunt argileuse (fine) ne présentent aucune contrainte majeure ou spéciale pour la réalisation d'une digue homogène à cet endroit.

Etude Hydrologique

D'une façon générale, l'hydrologie peut se définir comme l'étude du cycle de l'eau et l'estimation de ses différents flux.

Dans l'étude hydrologique, on traite essentiellement des problèmes qualitatifs et quantitatifs des écoulements à la surface. Ces problèmes se ramènent généralement à des prévisions (associer à une date une certaine grandeur) ou des prédéterminations (associer à une grandeur une certaine probabilité) de débits ou de volume en un point ou sur une surface.

III.1. Caractéristique géomorphologique du bassin versant :

Le bassin versant est défini comme la surface drainée par le cours d'eau et ses affluents en amont de la section. Tout écoulement prenant naissance à l'intérieur doit donc traverser la section considérée appelée exutoire, pour poursuivre son trajet vers l'aval.

L'utilisation de ces caractéristiques a pour but de condenser en un certain nombre de paramètres chiffrés, la fonction $h=f(x,y)$ à l'intérieur (h : altitude, x et y : coordonnées d'un point du bassin) [2] .

Par l'utilisation du logiciel de MapInfo, on a fait une délimitation de notre bassin pour calculer la surface, le périmètre et la longueur.

La superficie : $S= 3.01 \text{ Km}^2$.

Le périmètre : $P= 7.67 \text{ Km}$.

La longueur du talweg principal (le plus long) : $L_p= 2.22 \text{ Km}$.

III.2. Caractéristiques hydro morphologiques :

La forme du bassin versant influence fortement l'écoulement global et notamment le temps de repense du bassin versant. C'est la configuration géométrique projetée sur un plan horizontal. Un bassin versant allongé ne réagit pas de même manière qu'un bassin ramassé même s'ils sont placés dans les mêmes conditions météorologique [1] .

III.2.1. Indice de Gravelius (Kc) :

il identifie la forme du bassin versant. On compare le périmètre P du bassin versant à celui, Pa, d'un cercle ayant la même surface.

$$Kc = \frac{P}{Pa}, \text{ Mais : } Pa = 2 \pi R, S = \pi R^2, R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \text{ et } Pa = 2 \sqrt{\pi * S}$$

$$\text{Donc : } Kc = \frac{P}{\sqrt{S}} * 0,282 \dots\dots\dots(III.1)$$

Si : Kc = 1 : le bassin est parfaitement circulaire.

Kc = 1,128 : le bassin est carré

Kc > 1: le bassin est allongé.

A.N : Kc= 1,24 . On peut dire que ce bassin est de forme allongée.

III.2.2. Le rectangle équivalent :

Ce paramètre facilite la comparaison entre les bassins versants du point de vue de leur influence sur l'écoulement. Il s'agit d'une transformation dans laquelle :

- Le contour du bassin devient un rectangle de même périmètre ;
- Les courbes de niveau sont des droites parallèle à la largeur du rectangle ;
- L'exutoire est un des petits cotés du rectangle.

D'après les définitions, l'on a :

$$Kc = \frac{P}{\sqrt{S}} * 0,282 ; \text{ et } P = 2 (L + l) \dots\dots\dots(III.2)$$

$$\text{Par conséquent l'on a : } P = 2 (L + l) = \frac{Kc * \sqrt{S}}{0,282} \dots\dots\dots(III.3)$$

$$\text{Ce qui nous donne : } 2 (L + l) - \frac{Kc * \sqrt{S}}{0,282} = 0$$

En multipliant cette équation par L :

$$2L^2 - \frac{Kc * \sqrt{S}}{0,282} L + 2 S = 0$$

$$L = \frac{Kc * \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc}\right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.4)$$

$$l = \frac{Kc * \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc}\right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.5)$$

A.N : L= 2.78 Km et l= 1.09 Km.

III.2.3. Le relief :

Il est caractérisé par la courbe hypsométrique.

III.2.3.1. Courbe hypsométrique :

Cette courbe est obtenue en portant :

- En ordonnées, l'altitude considérée ;
- En abscisses, la surface partielle (%) du bassin versant pour laquelle chaque point a une coté au moins égale a cette altitude.

Les surfaces partielles par tranche d'altitude sont donnée dans le tableau III.1 et la courbe hypsométrique est donnée par la figure III.1

Tableau III.1 : Surfaces par tranche d'altitude.

Altitudes	altitude moyenne	surfaces partielles		Surfaces cumulées	Si * Hi	(Hi -Hi-1)	$\sqrt{(Si *(Hi - Hi-1))}$
	m	Km ²	%	%	m * Km ²	m	
>1010	1010	0.0019	0.06	0.06	1.92	3	0.44
1010-1000	1005	0.0217	0.72	0.78	21.81	10	2.68
1000-980	990	0.2234	7.42	8.20	221.17	20	12.18
980-960	970	0.413	13.72	21.92	400.61	20	16.56
960-940	950	0.326	10.83	32.75	309.70	20	14.72
940-920	930	0.5028	16.70	49.45	467.60	20	18.27
920-900	910	0.3043	10.11	59.55	276.91	20	14.22
900-880	890	0.4103	13.63	73.18	365.17	20	16.51
880-860	870	0.3823	12.70	85.88	332.60	20	15.94
860-840	850	0.0093	0.31	86.18	7.91	20	2.49
840-820	830	0.2679	8.90	95.08	222.36	20	13.34
820-818	819	0.1482	4.92	100.00	121.38	2	3.14
						La somme	130.48

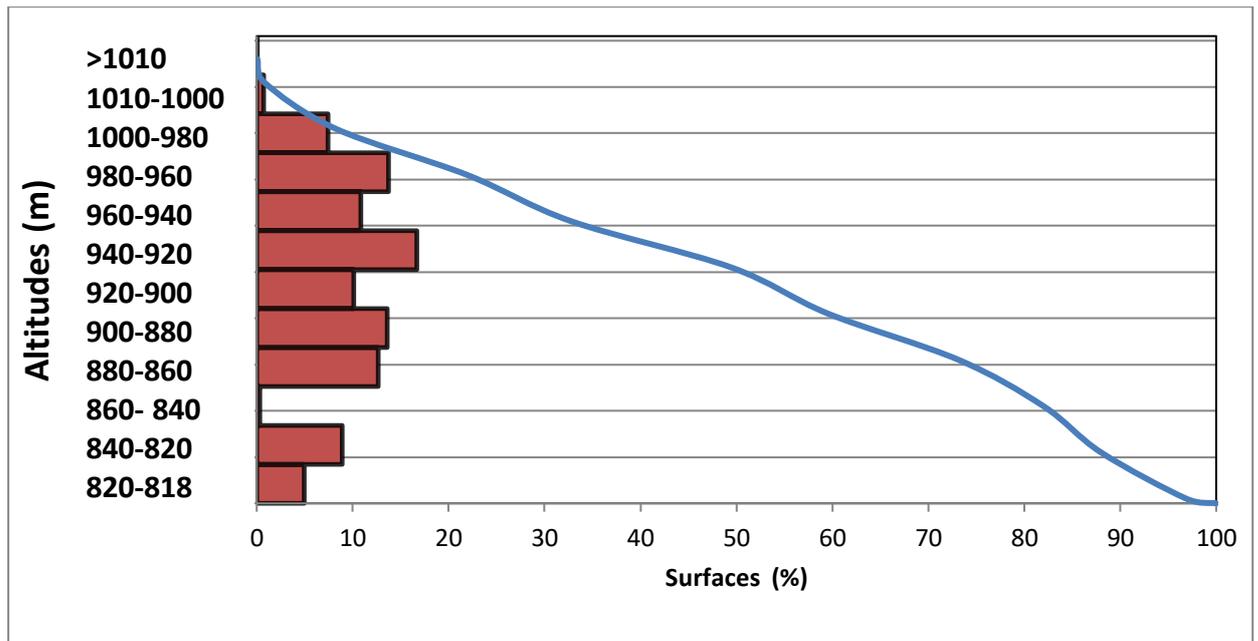


Figure III.1 : courbe et répartition hypsométrique.

III.2.3.2. Altitude médiane :

L'altitude médiane correspond à 50% de la surface total du bassin versant, elle est déterminée par la courbe hypsométrique :

$H_{50\%} = 904.99 \text{ m.}$

III.2.3.3. L'altitude moyenne :

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i * H_i}{S} \dots\dots\dots (III.6)$$

Tel que :

H_{moy} : l'altitude moyenne du bassin (m) ;

S_i : la surface entre deux courbes de niveaux consécutives (Km²) ;

H_i : l'altitude moyenne entre deux courbe de niveaux consécutives (m) ;

S : la superficie totale du bassin (Km²)

A.N: $H_{\text{moy}} = 913.03 \text{ m.}$

III.2.3.4. L'altitude maximale et minimale:

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographique :

$$H_{\max} = 1013 \text{ m.}$$

$$H_{\min} = 810 \text{ m.}$$

III. 2.3.5. Les indices de pentes :

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et des classifications.

A. La pente moyenne du bassin versant I:

L'idée première qui vient à l'esprit est de caractériser les pentes par leur valeur moyenne I pondérée par les surfaces.

Elle est calculée par la formule suivante :

$$Im = \frac{\Delta H (0.5L_1 + L_2 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots(III.7)$$

Tel que : L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3...n.(m)

ΔH : dénivelée (m).

S : surface du bassin versant (Km²).

A.N : I = 192.67 m/Km.

B. L'indice de pente de Roche Ip:

C'est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par la surface.

Il est donné par la formule suivante :

$$Ip = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{Ai * Di} \dots\dots\dots(III.8)$$

Tel que :

L : la longueur du rectangle équivalent (m).

A_i : surface partielle du bassin (%) entre chaque deux courbe de niveau successives

$D_i = H_{i+1} - H_i$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau III.1

A.N : $Ip = 2.47$

C. L'indice de pente globale Ig:

$$Ig = \frac{\Delta}{L} \quad \text{avec : } \Delta = H_{95\%} - H_{5\%}$$

L : longueur du rectangle équivalent (Km) ;

$$H_{95\%} = 818 \text{ m} \quad \text{et} \quad H_{5\%} = 983 \text{ m.}$$

$$\text{A.N : } I_g = 59.35 \text{ m/Km.}$$

D. Dénivelée spécifique D_s:

La dénivelée spécifique permet d'utiliser la classification de l'O.R.S.T.O.M, qui définit les différents types de relief des bassins versants quelque soient leurs superficies.

$$D_s = I_g * \sqrt{S} \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec :

S : la superficie du bassin versant (Km²) ;

I_g : l'indice de pente global.

$$\text{A.N : } D_s = 34.2$$

Tableau III.2 : type de relief en fonction de D_s.

Type de relief		D _s
R1	Relief très faible	D _s < 10m
R2	Relief faible	10 < D _s < 25
R3	Relief assez faible	25 < D _s < 50
R4	Relief modéré	50 < D _s < 100
R5	Relief assez fort	100 < D _s < 250
R6	Relief fort	250 < D _s < 500
R7	Relief très fort	D _s > 500

Source : Extrait de [1].

Donc : le relief de notre bassin est un Relief assez faible.

III.3. Caractéristiques du réseau d'écoulement

a. Le tracé en plan (Hiérarchisation du réseau):

Le cours principal d'un oued est alimenté par des affluents. Les plus importants sont ceux qui sont eux-mêmes alimentés par des affluents moins importants et ainsi de suite jusqu'au plus petit affluent, qui n'est alimenté que par les écoulements de surface.

On fait la classification du cours d'eau. Il existe plusieurs classifications, la plus utilisée est celle de Schum, qui a dit « est d'ordre x+1, tout tronçon de cours de rivière formé par la réunion de 2 cours d'eau d'ordre x ».

b. Densité de drainage D_d :

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant. Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots(III.10)$$

Avec : $\sum L_i$: Somme des longueurs de tout les cours d'eau d'ordre i (Km);

S : surface du bassin versant (Km²).

A.N : $D_d = 10.03 \text{ Km/Km}^2$

c. Temps de concentration du bassin versant T_c :

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire.

Il existe plusieurs formules.

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5 L_{cp}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(III.11)$$

Avec : S : surface du bassin versant (Km²) ;

L_{cp} : longueur du cours d'eau principal (Km) ;

T_c : temps de concentration (heure) ;

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m).

A.N : $T_c = 1.26$ heures.

d. Profil en long du cours d'eau principal :

Ce profil est tracé à partir de la courbe topographique en tenant compte de l'altitude et de la longueur du cours d'eau.

Pour tracer le profil en long de notre oued, on porte sur un graphique :

- en abscisses, la distance du point à l'exécutoire.
- en ordonnées, l'altitude du même point.

Le calcul du profil en long du cours d'eau principal est représenté dans le tableau III.3 et la figure III.3

Tableau III.3 : profil en long du cours d'eau principal.

Altitudes (m NGA)	distance (Km)	Dist cumulé (Km)
980-960	0.0465719	0.483816
960-940	0.0793234	0.793273
940-920	0.0855376	1.192324
920-900	0.0993565	1.524819
900-880	0.38349	1.908309
880-860	0.332495	2.0076655
860-840	0.399051	2.0932031
840-820	0.309457	2.1725265
820-810	0.483816	2.2190984

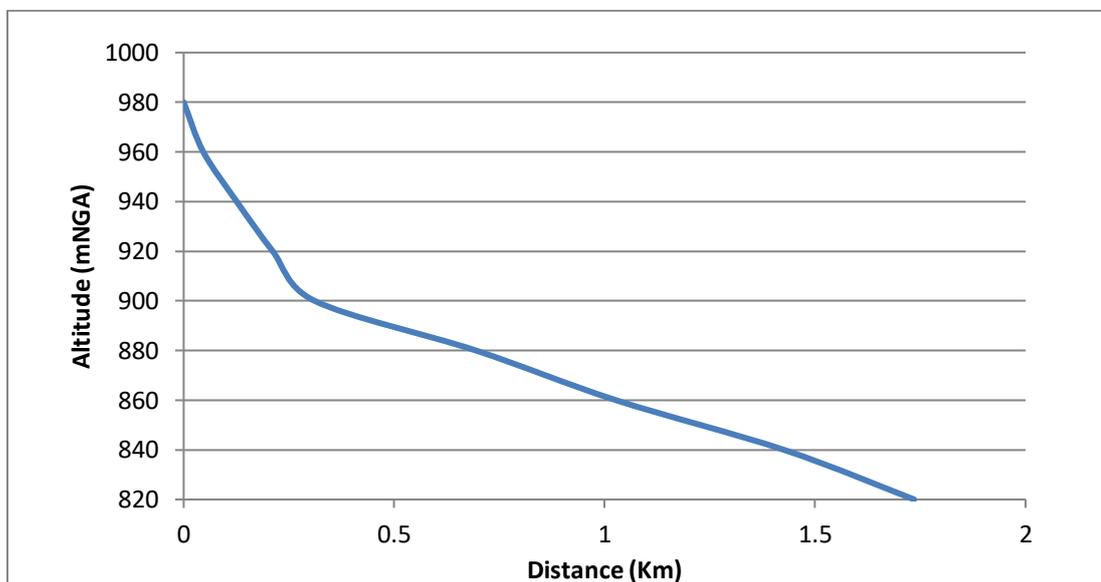


Figure III.2: profil en long du cours d'eau principal.

e. Pente du cours d'eau principal :

Elle exprime le rapport entre la dénivelée comprise entre deux points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots(III.12)$$

ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

L : distance entre ces deux points (Km).

A.N : $I_m = 112.15 \text{ m/Km}$.

f. Vitesse de ruissellement :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots(III.13)$$

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h).

AN : $V_r = 1.72$ Km/h.

Tableau III.4: Récapitulatif des caractéristiques du bassin :

<i>Paramètre</i>		<i>Symbole</i>	<i>Valeur</i>	<i>Unité</i>
<i>Périmètre</i>		<i>P</i>	7.67	<i>Km</i>
<i>Surface</i>		<i>S</i>	3.01	<i>Km²</i>
<i>Longueur du talweg principal</i>		<i>Lp</i>	2.22	<i>Km</i>
<i>Indice de gravelius</i>		<i>Kc</i>	1.24	
<i>Longueur du rectangle équivalent</i>		<i>L</i>	2.78	<i>Km</i>
<i>Largeur du rectangle équivalent</i>		<i>l</i>	1.09	<i>Km</i>
<i>Altitude</i>	<i>médiane</i>	<i>H50%</i>	983	<i>m</i>
	<i>moyenne</i>	<i>Hmoy</i>	904.99	<i>m</i>
	<i>maximale</i>	<i>Hmax</i>	1013	<i>m</i>
	<i>minimale</i>	<i>Hmin</i>	818	<i>m</i>
<i>La pente moyenne</i>		<i>I</i>	192.68	<i>m/Km</i>
<i>Indice de pente de roche</i>		<i>Ip</i>	2.47	
<i>Indice de pente globale</i>		<i>Ig</i>	59.35	<i>m/Km</i>
<i>Dénivelée spécifique</i>		<i>Ds</i>	34.20	<i>m</i>
<i>Densité de drainage</i>		<i>Dd</i>	10.03	<i>m/Km²</i>
<i>Pente du cours d'eau principale</i>		<i>Im</i>	112.15	<i>m/Km</i>
<i>Temps de concentration</i>		<i>tc</i>	1.28	<i>Heures</i>
<i>Vitesse de ruissellement</i>		<i>Vr</i>	1.72	<i>Km/m</i>

III.4. Caractéristiques climatiques :

La station de Zoubiria mogorno nous donne les caractéristiques climatiques de la zone de la retenue, le période de mesure est pendant les l'année 2011.

Les coordonnées de station sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau III.5: Station pluviométrie

Nom de la station	Code de la station	Source	Coordonnées		
			X (m)	Y(m)	Z(m)
Zoubiria	011404	ANRH	513,5	312,6	932

Source : ANRH

III.4.1. Température de l'aire :**Tableau III.6 :** Température de l'aire.

Mois	J	F	M	A	M	J	Jl	A	S	O	N	D	Moy
T (°)	8.16	8.56	10.99	13.06	17.16	21.46	25.16	26.16	22.66	16.76	12.56	9.26	15.99

Source : ANRH

III.4.2. Evaporation de la surface :**Tableau III.7:** Evaporation de surface.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jl	A	TOT
%	11.60	6.28	3.78	2.50	2.18	3.53	5.13	7.12	10.13	15.13	17.05	15.58	100
Hauteur (mm)	181	98	59	39	34	55	80	111	158	236	266	243	1560

Source : ANRH

III.4.3. La pluviométrie :

La pluviométrie est représentée par tout les eaux qui recueillies sur le bassin versant, elle est mesurée au niveau de la station du **Zoubiria**, qui comporte une série de 42 ans (de 1970 jusqu'à 2011).Voire Annexe III.A

III.4.3.1. Pluie moyenne annuelle :

Elle représentée par le tableau suivant :

Tableau III.8: Répartition mensuelle moyenne interannuelle des pluies

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jl	A	Annuel
P (mm)	26.88	44.89	65.43	72.20	67.26	66.38	57.36	56.93	40.60	13.46	3.65	9.77	524.82
P (%)	5.12	8.55	12.47	13.76	12.82	12.65	10.93	10.85	7.74	2.57	0.70	1.86	100.00

Source : ANRH

III.4.3.2. Pluie maximale journalière :

Les pluies considérées pour les études de crues sont les plus fortes qui sont susceptibles d'avoir engendré les crues maximales. Ce qui permet de dire que les pluies maximales journalières sont des valeurs extrême des pluies.

(Voire Annexe III.B)

a) Homogénéisation des données pluviométrique :**Test de la médiane ou test de Mood [1] :**

Ce texte est utilisé pour vérifier si la série de données est homogène. On détermine la médiane M après avoir classé l'échantillon par ordre croissant.

La médiane est un constante de tel sorte que 50% de valeur lui soient inférieures et 50% des valeurs lui soient supérieures.

En suite on remplace la série des valeurs non classés par une suite de signe :

(+) pour les valeurs supérieures à M et (-) pour les valeurs inférieures à M.

On calcule les quantités Ns et Ts avec :

Ns : nombre total de la séries de + ou de - (Ns = 21)

Ts : taille de la plus grande série de + ou de - (Ts= 6)

Les conditions du test sont les suivantes :

$$N_s > \frac{1}{2} (N + 1 - u_{(1-a/2)} \sqrt{N + 1}) \dots\dots\dots(III.15)$$

$$T_s < 3.3 (\log_{10} N + 1) \dots\dots\dots(III.16)$$

Avec :

N : la taille de la série (N=42) ;

u: Variable réduite de Gauss ;

a : erreur (a= 5%) ;

1-a : seuil de garantie (1-a= 95%)

$u_{(1-a/2)} = 1.96$

$$A.N : \frac{1}{2} (N + 1 - u_{(1-a/2)} \sqrt{N + 1}) = 15.07 < 21$$

$$3.3 (\log_{10} N + 1) = 8.67 > 6$$

Donc notre **sérié des données est homogène.**

b) Ajustement des pluies maximales journalières :

On les ajuste avec la loi de Gumbel et Galton à l'aide de logiciel HYDROLAB.

Puis on fait une comparaison entre les deux graphes obtenus pour choisir les valeurs convenables.

✚ Ajustement à la loi de Gumbel (doublement exponentiel) :

Les résultats obtenus sont représentés dans l'Annexe III.C et résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.9: Ajustement à la loi de Gumbel.

Fréquence	U.Gumbel	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0.9	2.250	65.875	56.720	82.543	65.875	0.90	10.00
0.95	2.970	76.203	64.801	97.432	76.203	0.95	20.00
0.98	3.902	89.571	75.138	116.828	89.571	0.98	50.00
0.99	4.600	99.589	82.836	131.410	99.589	0.99	100.00

Ajustement à la loi de Gumbel

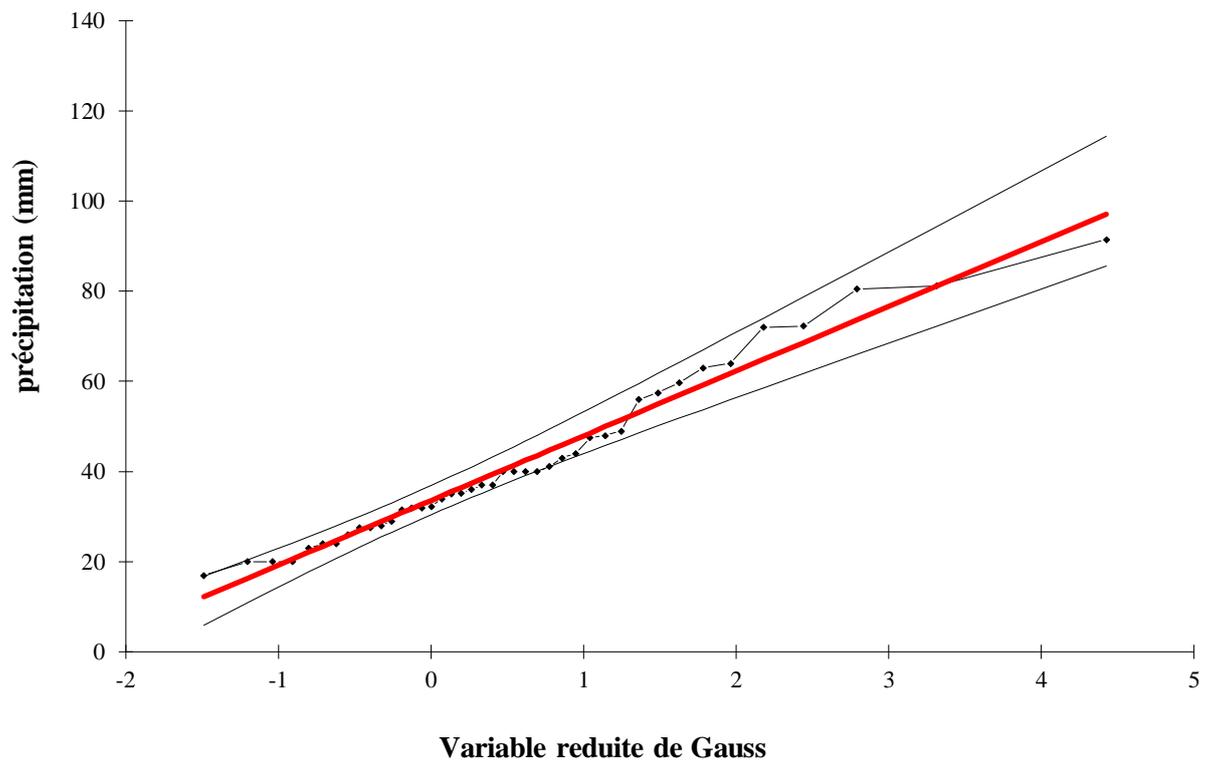


Figure III.3: Ajustement à la loi de Gumbel.

✚ Ajustement à la loi de Galton (Log normale):

Résultats de l’ajustement dans le tableau suivant et l’Annexe III.C

Tableau III.10: Ajustement à la loi Log normale.

Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0.9	1.282	65.71232221	56.34119651	80.70194441	65.71232221	0.900	10.0
0.95	1.645	76.54932019	64.5109997	97.05599516	76.54932019	0.950	20.1
0.98	2.054	90.89363277	74.90980009	119.7993434	90.89363277	0.980	50.5
0.99	2.327	101.9181587	82.65737223	138.011476	101.9181587	0.990	99.9

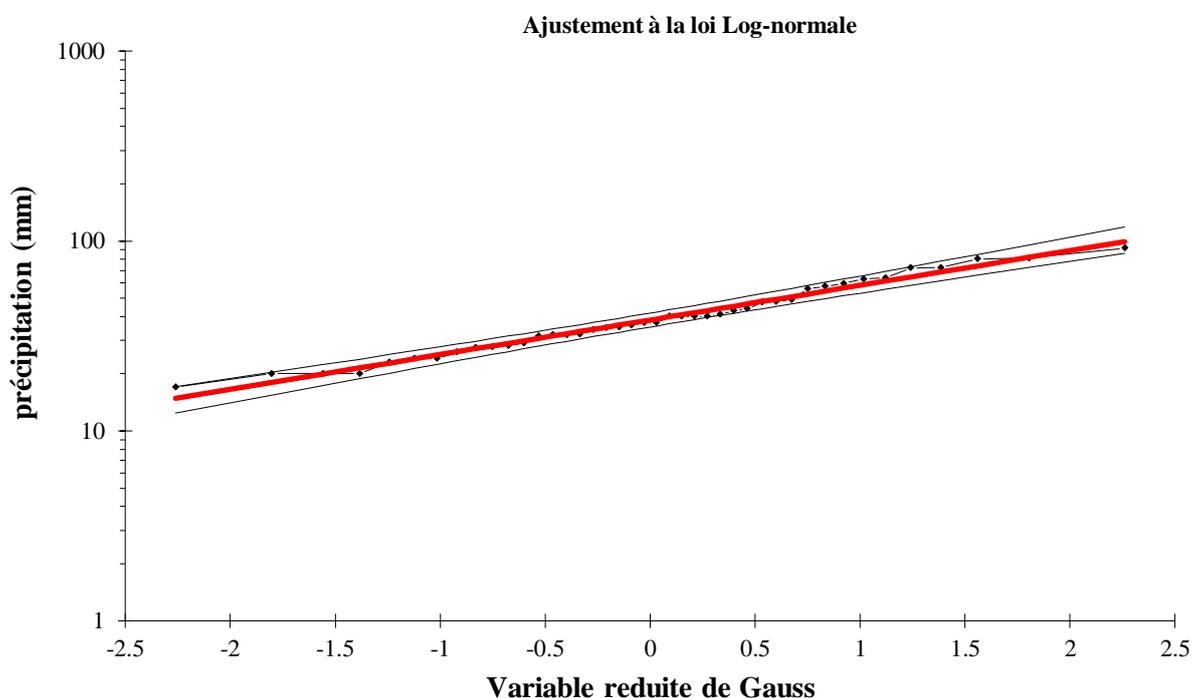


Figure III.4 : Ajustement à la loi de Galton.

Remarque : On voit que les résultats des deux lois sont presque équivalentes, on prend les valeurs obtenues par la loi de Galton parce qu’elles sont les plus élevées.

c) La pluie de courte durée :

La pluie d’une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de MONTANA :

$$P_{\max, p\%} = P_{\max, p} (\%) \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.17)$$

Pt : Pluie d’une durée (t) pour une fréquence voulue (mm) ;

P_j : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm) ;

t : durée de la pluie (heures). ;

b : Exposant climatique (b= 0.4).

Tableau III.11: Pluies de courte durée (mm).

Fr	Per	Temps (h)													
		1	1.26	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0.9	10	18.43	20.34	24.32	32.09	37.74	42.34	46.30	49.80	52.97	55.87	58.57	61.09	63.46	65.71
0.95	20	21.47	23.70	28.33	37.38	43.97	49.33	53.93	58.01	61.70	65.09	68.23	71.17	73.93	76.55
0.98	50	25.49	28.14	33.64	44.39	52.20	58.57	64.04	68.88	73.27	77.29	81.01	84.50	87.78	90.89
0.99	100	28.59	31.55	37.72	49.77	58.54	65.68	71.81	77.24	82.15	86.66	90.84	94.75	98.43	101.92

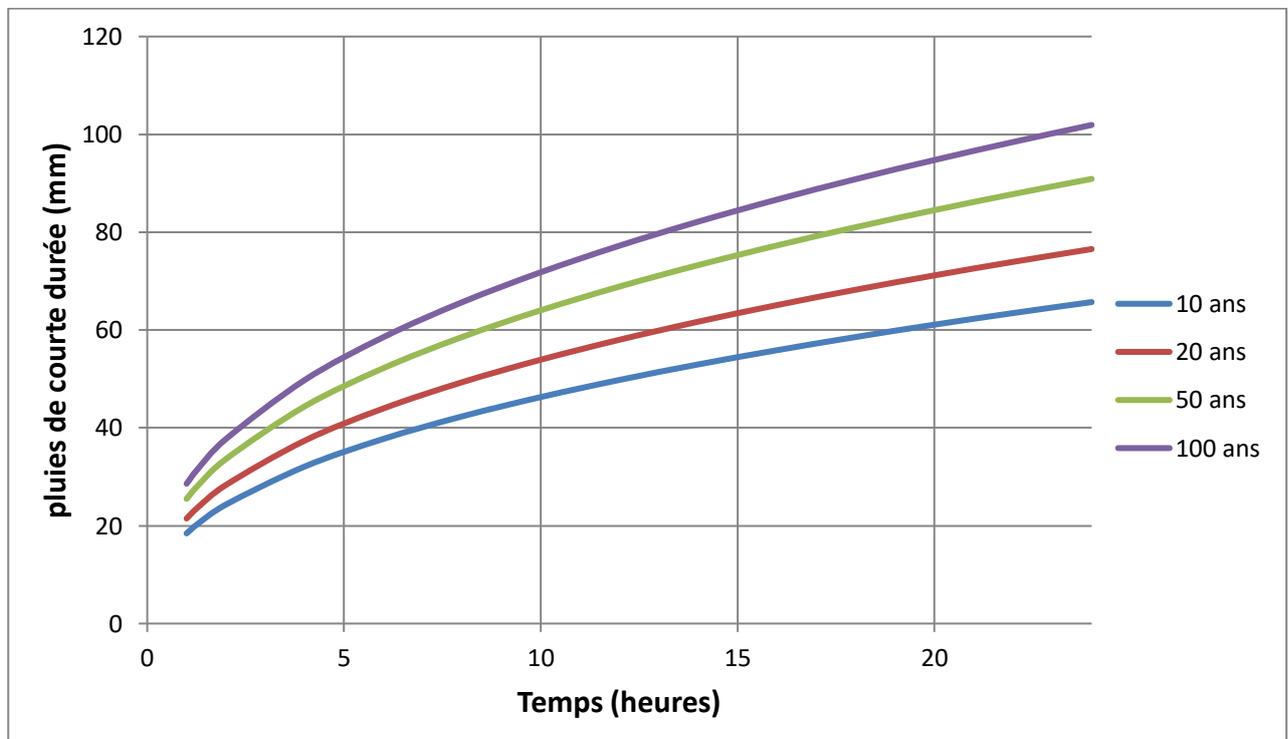


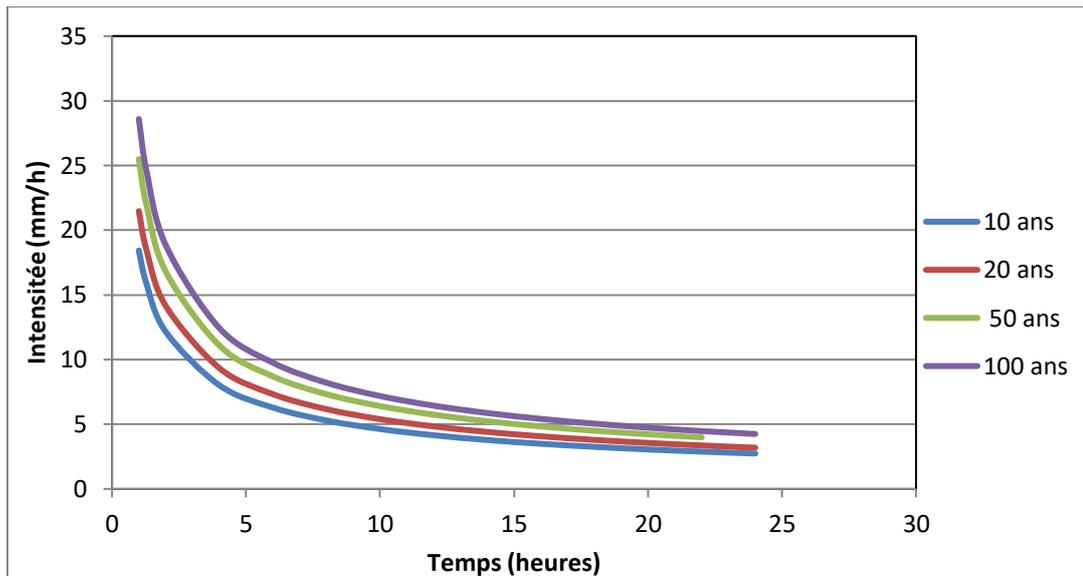
Figure III.5: Pluies de courte durée.

L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$I = P/t \dots\dots\dots(III.18)$$

Tableau III.12 : L'intensité de pluies (mm/h) :

Fr	Per	Temps (h)													
		1	1.3	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0.9	10	18.43	15.89	12.2	8.02	6.29	5.29	4.63	4.15	3.78	3.49	3.25	3.05	2.88	2.74
0.95	20	21.47	18.52	14.2	9.35	7.33	6.17	5.393	4.834	4.41	4.07	3.79	3.56	3.36	3.19
0.98	50	25.49	21.98	16.8	11.1	8.7	7.32	6.404	5.74	5.23	4.83	4.50	4.23	3.99	3.79
0.99	100	28.59	24.65	18.9	12.4	9.76	8.21	7.181	6.437	5.87	5.42	5.05	4.74	4.47	4.25

**Figure III.6** : Intensité des pluies.**III.5. Etudes des apports :**

L'étude des apports doit être faite en fonction de l'utilisation de la retenue et du rôle qu'on lui exige.

La plus parts des petits retenues sont destinées d'assurer une régularisation saisonnière des ressource en eau ; elle se remplissant pondant la saison humide et se vident en plus au moins complètement pondant la saison sèche. Dans ce cas, on procédera à une étude détalée que possible des apports annuels afin de déterminer le volume maximal utilisable sur le site avec le taux se satisfaction choisi, et on vérifiera que ce volume est suffisant pour remplir la retenue.

III.5.1. Apport liquide :

Les apports liquides de notre retenue sont déterminés par des formules empiriques.

III.5.1.1. Apport moyen annuelle :

Les apports annuels peuvent être en général valablement estimés avec une précision plus ou moins grande que l'on dispose de données pluviométriques.

a) *Formule de SAMIE :*

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

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

A.N : $L_e = 79.67 \text{ mm}$

A0 = 239806.71 m³

b) *Formule de l'ANRH:*

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \dots \dots \dots \text{(III.20)}$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [Km²].

A.N : $A_{\text{moy}} = 410218.45 \text{ m}^3$

c) *Formule de MEDINGER :*

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \dots \dots \dots \text{(III.21)}$$

L_e : Lamme d'eau écoulée [mm].

P : Pluie moyenne annuelle [m].

AN : $L_e = 71.85 \text{ mm}$.

A0 = 216254.32 m³

d) *Formule de TURC:*

$$L_e = P_{\text{moy}} - D \dots \dots \dots \text{(III.22)}$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [mm].

D : Déficit de l'écoulement [mm] tel que :

$$D = \frac{P_{\text{moy}}}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L}\right)^2}} \dots \dots \dots \text{(III.23)}$$

L : Variable théorique tel que :

$$L = 300 + 25 T_{\text{moy}} + 0.05 (T_{\text{moy}})^3 \dots \dots \dots \text{(III.24)}$$

T_{moy} : Température moyenne annuelle (16°).

AN : $L= 904.8$

$Le= 52.86$ mm.

A0 = 159113.48 m³.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau III.13.

Tableau III.13 : Récapitulatif des résultats des apports.

Formules	Apport moyen annuel (m ³)
SAMIE	239805.71
ANRH	410218.45
MEDINGER	216254.32
TURC	159113.48

On travail avec une valeur moyenne **A0 = 256347.99m³.**

III.5.1.2. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :

La répartition se fait comme celle du pluviométrique, on prend les mêmes pourcentages mensuelle de la pluie, comme montre le tableau suivant :

Tableau III.14 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jl	A	Annuel
A (%)	5.14	8.58	12.5	13.8	13.09	12.69	10.62	10.76	7.76	2.54	0.69	1.83	100
A (m³)	13176.3	21994.7	32043.5	35376.0	33556.0	32530.6	27224.2	27583.0	19892.6	6511.2	1768.8	4691.2	256348

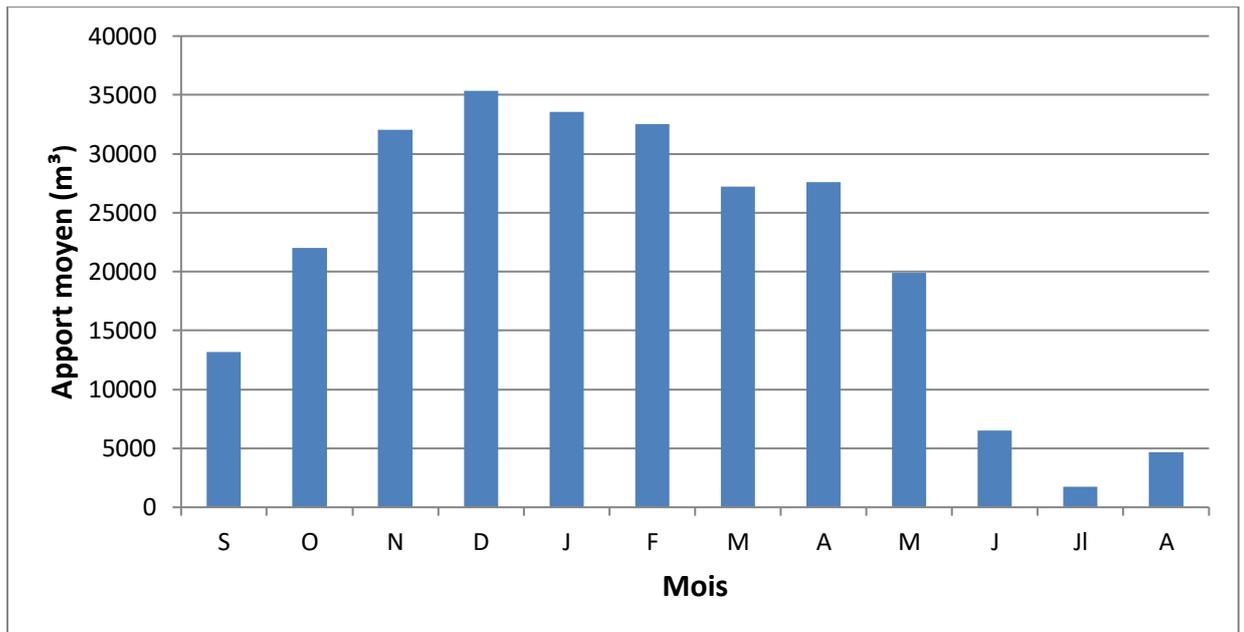


Figure III.7 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.

III.5.1.3. Caractéristiques de l'écoulement :

Module de l'écoulement (Me) :

$$Me = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (III.25)$$

A₀ : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en (s)

AN : Me = 8.13 l/s.

a. Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M₀):

$$M_0 = \frac{Me}{S} \dots\dots\dots (III.26)$$

M_e : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km²).

AN : M₀ = 2.7 l/s/Km².

b. Lamme d'eau écoulée:

On a :

$$Le = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.27)$$

AN : Le = 85.17 mm.

c. Coefficient de l'écoulement :

$$Ce = \frac{Le}{P_{moy}} \dots\dots\dots (III.28)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (mm);

L_e : Lamme d'eau écoulée en (mm).

A.N : $C_e = 0.16$

d. Coefficient de variation :

Pour le calcul du coefficient de variation C_v et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

*** Formule de SOKOLOVSKY:**

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (III.29)$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) \dots\dots\dots (III.30)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²) ;

A.N : $a = 0.65$

$C_v = 0.62$

*** Formule d'ANTONOV:**

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (III.31)$$

S : Superficie du bassin en (km²).

AN : $C_v = 0.36$

*** Formule de KRISTEKLY MENKEL :**

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots\dots\dots (III.32)$$

M_0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

AN : $C_v = 0.59$

*** Formule Algérienne :**

$$C_v = \frac{0.93 \cdot 3 \cdot K}{M_0^{0.23}}$$

K : coefficient de réduction $k = (0.25-1.00)$, on prend $k = 0.5$

A.N : $C_v = 0.37$

Les résultats de calcul du coefficient de variation sont récapitulés dans le tableau III.15

Tableau III.15 : récapitulatif des résultats de coefficient de variante.

Formule	C _v
SOKOLOVSKY	0,62
ANTONOV	0,36
KRISTEKLY MENKEL	0,59
Algérienne	0.37

La valeur moyenne des résultats obtenus est :

$$Cv_{\text{moy}} = 0.48$$

Le coefficient proche à la moyenne est de la formule de l'Algérienne: **C_v = 0.37**

III.5.2. Apports fréquentiels :

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

$$A\% = \frac{A^0 \cdot e^{u \cdot \sqrt{\text{Log}(Cv+1)}}}{\sqrt{Cv^2 + 1}} \dots\dots\dots(III.33)$$

A% : Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel (Mm³).

C_v : Coefficient de variation.

Tableau III.16 : Calcul des apports fréquentiels.

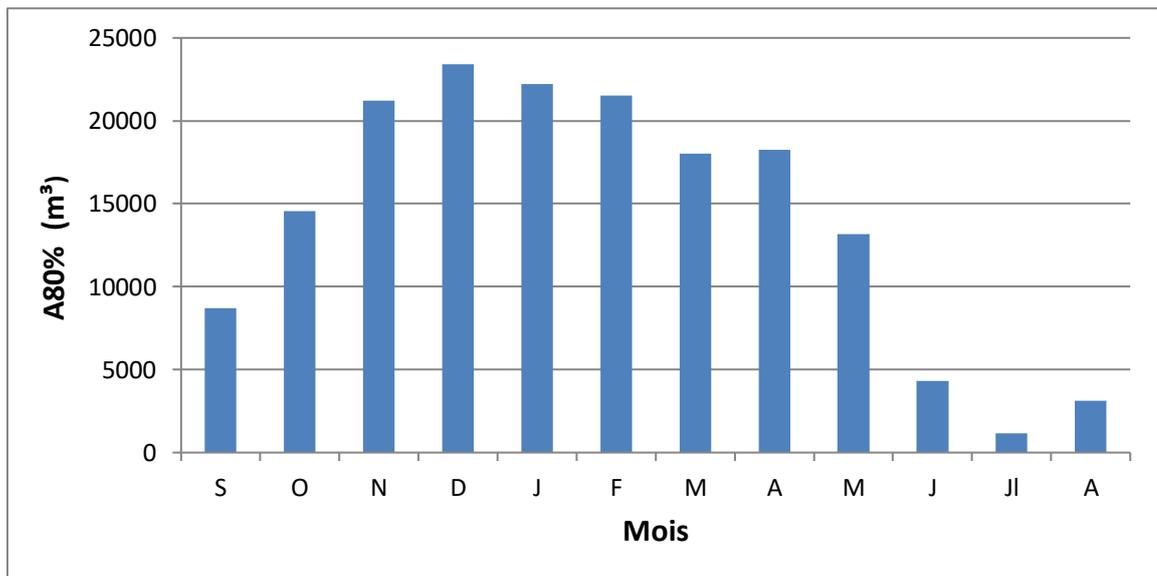
Période retour (ans)	(4/5)	10	20	50	100
Fréquence (%)	80	10	5	2	0.1
U (GAUSS)	-0.84145	1.28229	1.64308	2.05046	2.32723
A (m ³)	169633.06	354701.01	402054.74	463164.99	509899.54

III.5.2.1. Répartition de l'apport fréquentiel dans l'année :

L'apport fréquentiel a la même distribution de pourcentage de la pluviométrie, on prend la valeur qui correspond au fréquence de 80% pour garantir un remplissage de 4 années sur 5.

Tableau III.17 : Répartition de l'apport fréquentiel (A80%).

Mois	%	A80% (m ³)
S	5.14	8719.14
O	8.58	14554.52
N	12.5	21204.13
D	13.8	23409.36
J	13.09	22204.97
F	12.69	21526.44
M	10.62	18015.03
A	10.76	18252.52
M	7.76	13163.53
J	2.54	4308.68
Jl	0.69	1170.47
A	1.83	3104.29
Annuel	100	169633.06

**Figure III.8** : Répartition de l'apport fréquentiel (A80%).

III.5.3. Apport solide et volume mort :

a) Transport solides :

Le transport solide dépend de l'étendue, du relief du bassin versant, de la nature géologique des sols et de leur résistances à l'érosion, liée elle même à la couverture végétale, au régime des pluies et des températures.

Le transport solide et le charriage du fond permettent la détermination du volume mort en fonction de la durée de vie de la retenue.

Le volume mort est un volume qui ne participe pas à la régularisation des débits, il doit répondre à certaines conditions:

- Accumulation des matériaux solides dans la retenue.
- Garantir le fonctionnement normal des pompes.

Pour le calcul du volume mort de la retenue on utilise les formules empiriques.

➤ Formule de FOURNIER :

Le volume mort est de :

$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_S} \dots\dots\dots (III.34)$$

$$T_0 = 91,78 \cdot \frac{P_A^2}{P_{moy}} - 737,62 \dots\dots\dots (III.35)$$

Avec :

T_0 : Taux d'abrasion (t/Km²/an);

P_A : pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvial (mm);

P_{moy} : pluie moyenne du bassin versant (mm).

$$A.N : T_0 = 91,78 * \frac{72.2^2}{524.82} - 737,62 = 174t/km^2/ans$$

$$D'où : V_m = 7481.84 m^3$$

➤ Formule de TIXERONT :

$$Vm = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s * T}{\tau} \dots\dots\dots (III.36)$$

$$Q_s = T_s \cdot S \dots\dots\dots (III.37)$$

$$T_s = 350 \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (III.38)$$

Avec :

Q_s : débit solide en tonne/an.

T_s : le transport solide en (t/Km²/an).

L_e : la lame écoulée en (m).

τ : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.4 \text{ t/m}^3$).

S : Superficie du bassin versant (Km^2).

T : Délai de service ; T = 20 ans

A.N : $T_s = 681.72 \text{ t/Km}^2/\text{an}$

$Q_s = T_s \cdot S = 2051.98 \text{ t/an}$

Donc : $V_m = 30779.77 \text{ m}^3$

Remarque:

On prend la valeur obtenue par la formule de TIXERONT, car elle nous donne la valeur la plus élevée.

b) Apport solide en charriage:

On prend une valeur de 20 % du transport solide en suspension, Alors le transport solide par charriage prend une valeur de 6155.8 m^3 .

Donc le volume mort total : $V_m = 36934.8 \text{ m}^3$.

III.6. Etude de crue :

Une crue est une variation du volume d'eau écoulé, qui cause, une augmentation rapide du débit d'une rivière.

Pour déterminer les crues de fréquence faible il est donc nécessaire de procéder à des extrapolations pour lesquelles en fait appel à des données pluviométriques dont les séries disponibles sont généralement plus longues.

Les paramètres définissant une crue est :

- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- Le volume de la crue.
- La forme de la crue (Hydrogramme de crue).
- Le temps de base.

III.6.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue :

a) Formule de MALLET - GAUTHIER:

$$Q_{\max, p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots \text{(III.39)}$$

$Q_{\max, p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km^2).

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 3 et 4

(on prend K = 3.5).

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 (A = 20).

T : période de retour (an).

Les résultats de calcul pour différents périodes de retour est représentées dans le tableau III.18

Tableau III.18 : récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Periode (an)	10	20	50	100
Qmaxp% (m ³ /s)	9.37	10.55	11.92	12.87

b) Formule de SOKOLOVSKY :

On a :
$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha FS}{T_m} \dots\dots\dots (III.40)$$

P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t_c, en mm

T_m = T_c: temps de concentration.

F : Coefficient de forme de la crue :
$$F = \frac{12}{4+3\gamma} \dots\dots\dots (III.41)$$

H₀ : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H₀ = 14 mm

- Pour S < 50 Km². γ = 2.
- Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable 2 $\left[\begin{smallmatrix} \square & 1 \\ \square & 2 \end{smallmatrix} \right] \gamma \left[\begin{smallmatrix} \square & 1 \\ \square & 2 \end{smallmatrix} \right] 2.5$
- Pour un bassin boisé 3 $\left[\begin{smallmatrix} \square & 1 \\ \square & 2 \end{smallmatrix} \right] \gamma \left[\begin{smallmatrix} \square & 1 \\ \square & 2 \end{smallmatrix} \right] 4.$

On prend : γ = 2,4. Donc : F = 1,07

S : Superficie du bassin (Km²).

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

Tableau III.19 : Récapitulatif des résultats de la formule SOKOLOVSKY.

Période (an)	10	20	50	100
Ptc (mm)	20.22	23.55	27.96	31.36
a	0.5	0.55	0.6	0.7
Qp% (m³/s)	2.22	3.75	5.98	8.67

Tableau III.20: Récapitulatif des débits maximaux de crue.

Formule	Période de retour (an)			
	10	20	50	100
Mallet- Gauthier	9.37	10.55	11.92	12.87
SOKOLOVSKY	2.22	3.75	5.98	8.67

Remarque :

On prend les valeur de **SOKOLOVSKY** parce que cette formule tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, perte d'eau initiale, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue).

III.6.2. Hydrogrammes de crues :

Les hydrogrammes de crue seront établit selon la méthode de **Sokolovsky**. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue.

Les paramètres définissant l'hydrogramme standard sont :

- Le temps de base t_b ou la durée total de ruissèlement ;
- Le temps de montée t_m ou l'intervalle du débit maximal ;
- Pour la montée de la crue

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots(III.42)$$

- Pour la décrue

$$Q_d = Q_{\max} \left[\frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y \dots\dots\dots(III.43)$$

Où :

t_m : Temps de montée de la crue [$t_m = t_c = 1.26$ h].

t_d : Temps de la décrue [$t_d = \delta.t_m$].

x, y : Puissances des courbes [$x=2$; $y=3$].

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau III.21 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

Condition	δ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

Pour notre bassin $\delta = 2,5$.

Les résultats obtenus concernant l'hydrogramme de crue est représentées dans le Tableau III.22 et la Figure III.9.

Tableau III.22 : Les hydrogrammes de crue.

Temps (heures)	Période de retour (ans)			
	10	20	50	100
0	0.00	0.00	0	0
0.2	0.06	0.09	0.150	0.22
0.4	0.22	0.38	0.598	0.87
0.6	0.50	0.84	1.346	1.95
0.8	0.89	1.50	2.393	3.47
1	1.39	2.34	3.740	5.42
1.2	2.00	3.38	5.385	7.81
1.26	2.22	3.75	5.982	8.67
1.4	0.71	1.20	1.91	2.78
1.6	0.58	0.98	1.56	2.26
1.8	0.46	0.78	1.25	1.82
2	0.37	0.62	0.99	1.43
2.2	0.28	0.48	0.76	1.11
2.4	0.21	0.36	0.58	0.83
2.6	0.16	0.26	0.42	0.61
2.8	0.11	0.19	0.30	0.43
3	0.07	0.13	0.20	0.29
3.2	0.05	0.08	0.13	0.19
3.4	0.03	0.05	0.08	0.11
3.6	0.01	0.02	0.04	0.06
3.8	0.01	0.01	0.02	0.02
4	0.00	0.00	0.01	0.01
4.2	0.00	0.00	0.00	0.00
4.4	0.00	0.00	0.00	0.00
4.43	0.00	0.00	0.00	0.00

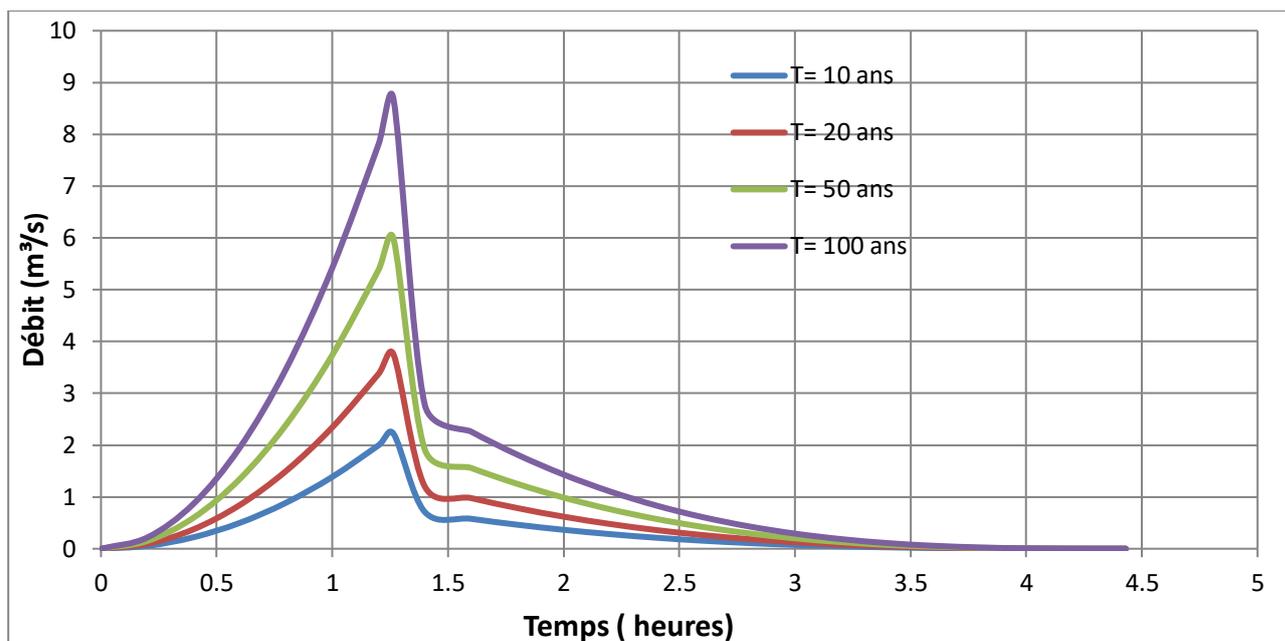


Figure III.9 : Les hydrogrammes de crue.

III.6.3. Crue de projet :

La crue de projet c'est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer. Le passage de cette crue se faire sans causer à l'ouvrage de dommage qui pourrait avoir des conséquences graves pour l'aval. En outre le laminage de la crue par la retenue ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l'amont. Pour l'estimation de la crue de projet nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Crue de projet recommandée :

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés - Perte de vie - Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants - Pas de perte de vie - Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles - Pas de perte de vie - Dommages légers	1/1000 à 1/100

Source : extrait de [10]

On peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont un peu compliquées, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est moyennement élevé (site un peu éloigné des zones urbaines). Alors on opte pour une crue de projet de probabilité de 1% (T = 100 ans) correspond à une valeur de : $Q_{1\%} = 8.67 \text{ m}^3/\text{s}$

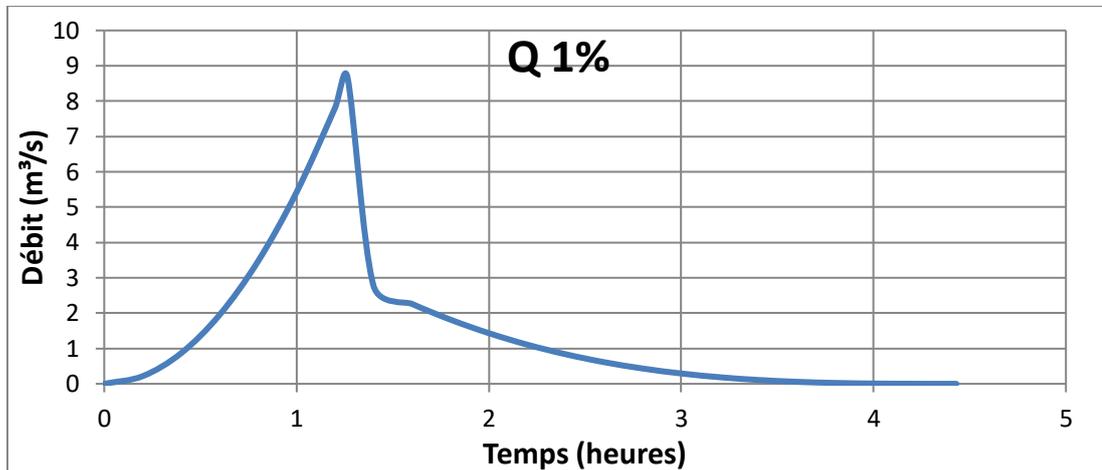


Figure III.10 : Hydrogramme de crue (Q1%).

III.7. Régularisation des débits :

L'étude de la régularisation de la retenue a pour objectif la détermination de la digue et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant :

Les paramètres de la retenue.

Le niveau normal de la retenue.

La méthode utilisée est la méthode du bilan hydrique au pas de temps mensuel recommandé par les experts pour ce type de barrage afin d'éviter leur surdimensionnement.

Le traitement des levés topographiques, l'étude hydrologique du site et les besoins en eaux pour l'irrigation ont permis de déterminer les paramètres nécessaires pour le calcul de la régularisation à la base des données hydrologiques suivantes :

- Apports moyens mensuels.
- Répartition statique des apports.
- Modulation de la demande.
- Evaporation.
- Courbes hauteur – capacité – surface.
- Infiltration.

III.7.1. Courbes caractéristiques de la retenue :

La côte minimale est de 818 m et la côte maximale est de 833 m.

L'approximation des volumes a été fait selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots(III.44)$$

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i

S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1}

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives

On représente les caractéristiques topographiques suivantes :

Courbe capacité hauteur $H=f(V)$

Courbe surface hauteur. $H=f(S)$

Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.

Tableau III.23 : les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.

Altitudes	ΔH (m)	Surfaces (m ²)	Surfaces cum (m ²)	Volumes (m ³)
818-819	1	249.97	249.97	166.65
819-820	1	1630.87	1880.84	1 232.05
820-821	1	2288.31	4169.15	4 257.05
821-822	1	2713.23	6882.38	9 782.81
822-823	1	4049.42	10931.8	18 689.90
823-824	1	4267.18	15198.98	31 755.29
824-825	1	4600.58	19799.56	49 254.56
825-826	1	4669.38	24468.94	71 388.81
826-827	1	5729.3	30198.24	98 722.40
827-828	1	6458.67	36656.91	132 149.98
828-829	1	6702.41	43359.32	172 158.09
829-830	1	7323.22	50682.54	219 179.02
830-831	1	7802.13	58484.67	273 762.63
831-832	1	8599.04	67083.71	336 546.82
832-833	1	9877.01	76960.72	408 569.03

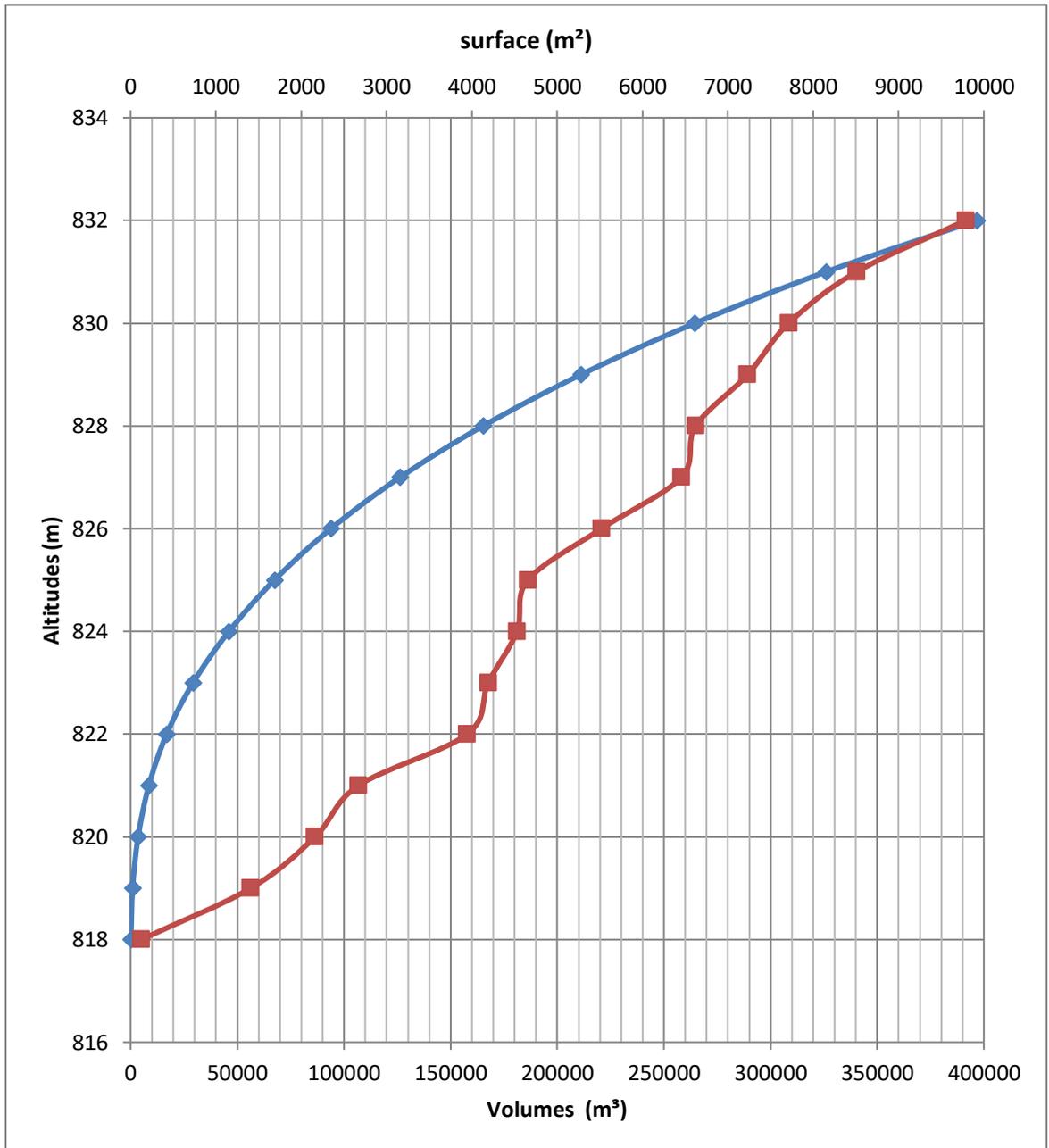


Figure III.11 : Courbe Capacité-Surface- Hauteur.

III.7.2. Répartition des besoins :

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue auprès de l'ANRH est donnée au Tableau III.24.

Tableau III.24: Répartition mensuelle des besoins

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jl	A	Année
U (%)	12	4.8	0	0	0	0	2.2	9	14	18	22	18	100
U (m³)	3300	1320	0	0	0	0	605	2475	3850	4950	6050	4950	27500

Répartition mensuelle de l'apport A_{80%} :

La répartition mensuelle de l'apport A_{80%} est donnée dans le Tableau III.25.

Tableau III.25: Répartition mensuelle des apports A_{80%}.

Mois	%	A80% (m ³)
S	5.14	8719.14
O	8.58	14554.52
N	12.5	21204.13
D	13.8	23409.36
J	13.09	22204.97
F	12.69	21526.44
M	10.62	18015.03
A	10.76	18252.52
M	7.76	13163.53
J	2.54	4308.68
Jl	0.69	1170.47
A	1.83	3104.29
Annuel	100	169633.06

III.7.3. Calcul du volume utile :

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

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

- **Méthode de calcul :**

- ✗ Détermination de la période à bonne hydraulicité;
- ✗ Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique;
- ✗ Calcul des volumes excédentaires et déficitaires V_s et V_d ;
- ✗ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois de Mai.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U) \dots\dots\dots (III.45)$$

Les résultats de calcul du volume utile sont donnés dans le tableau III.26.

Tableau III.26: Calcul du volume utile

Mois	A80% (m ³)	U80% (m ³)	A80% - U80% (m ³)	Vu (m ³)
S	8719.14	3300	5419.14	149499.63
O	14554.52	1320	13234.52	
N	21204.13	0	21204.13	
D	23409.36	0	23409.36	
J	22204.97	0	22204.97	
F	21526.44	0	21526.44	
M	18015.03	605	17410.03	
A	18252.52	2475	15777.52	
M	13163.53	3850	9313.53	
J	4308.68	4950	-641.32	-7366.57
Ju	1170.47	6050	-4879.53	
A	3104.29	4950	-1845.71	

D'après le tableau, On a : $V_s = 149499.63 \text{ m}^3$;

$$V_d = 7366.57 \text{ m}^3.$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps ($V_s > V_d$)

$$\text{D'ou : } V_u = V_d = 7366.57 \text{ m}^3.$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots (III.46)$$

$$\text{D'où : } V_{NNR} = V_u + V_m = 7366.57 + 36934.8$$

$$V_{NNR} = 44302.29 \text{ m}^3$$

$$\text{Et : } NNR = 823.8 \text{ m NGA.}$$

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

➤ **1^{ère} Consigne d'exploitation :**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

- On se fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

➤ **2^{ème} Consigne d'exploitation :**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

III.7.4. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Le niveau du volume mort NVM correspond à $V_m = 36935.72 \text{ m}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue NNR correspond à $V_{NNR} = 44302.29 \text{ m}^3$.

Avec :

V_{rf} = Volume de remplissage final (m^3).

V_{ri} = Volume de remplissage initial (m^3).

V_{ev} = Volume excédentaire à évacuer (m^3).

Le tableau de l'Annexe III.E représente les résultats obtenus.

III.7.5. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Les pertes dans la retenue sont les Pertes par évaporation et les pertes par infiltration.

A. Pertes par évaporation :

Elles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.27 : Evaporation mensuelle.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jl	A	Tot
%	11.60	6.28	3.78	2.50	2.18	3.53	5.13	7.12	10.13	15.13	17.05	15.58	100
Hauteur (mm)	181	98	59	39	34	55	80	111	158	236	266	243	1560

Le volume évaporé est : $V_{ép} = E_v \cdot S_{moy}$ (III.47)

Avec:

E_v : Evaporation mensuelle (mm)

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen tirée de la courbe capacité- hauteur.

B. Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (III.48)$$

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

Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau suivant :

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration Pendant 1 an (cm).	% du volume moyenne	
		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

Pour notre cas on prend une valeur de 12% pour toute l'année, donc pour chaque mois le volume infiltré égale à 1% du volume moyenne.

On peut maintenant établir le calcul de la régularisation saisonnière avec pertes, comme montre les tableaux de l'Annexe III.F et l'Annexe III.G.

On a:

$$V's = 82056.06 \text{ m}^3 \quad V'd = 32596.77 \text{ m}^3.$$

Donc : $V'u = V'd$ Alors : $V_u' = 32596.77 \text{ m}^3.$

Le volume de la retenue normale sera : $V'_{NNR} = 69532.49 \text{ m}^3$

❖ *Estimation de l'erreur :*

$$\text{On a : } \zeta = \frac{V'u - Vu}{V'u} \cdot 100 \quad \zeta < 2\% \quad \dots\dots\dots(\text{III.49})$$

La condition ($\zeta < 2\%$) n'est pas vérifiée, donc on est obligé de faire une deuxième approximation. Dans cette dernière le volume moyen utilisé pour le calcul des pertes est :

$$V'_{\text{moy}} = \frac{Vri + Vrf}{2} \quad \dots\dots\dots(\text{III.50})$$

Les résultats de calcul de la deuxième approximation des nouvelles pertes totales et de régularisation sont représentés respectivement dans les tableaux de l'Annexe III.H et III.I

On trouve aussi que : $\zeta' > 2\%$

On fait une troisième approximation (Voire Annexe III.J ete III.K), avec :

$$V''_{\text{moy}} = \frac{Vri' + Vrf'}{2}$$

on trouve que : ($\zeta' = 1.08\%$) $< 2\%$, La condition est vérifiée.

Maintenant, on peut calculer le volume utile :

$$\text{On a : } Vd = 39952.01 \text{ m}^3 \text{ et } Vs = 77902.38 \text{ m}^3 .$$

$$\text{Donc : } Vu = Vd$$

$$\mathbf{Vu = 39952.01 m^3.}$$

$$\mathbf{V_{NNR} = 76887.73 m^3.}$$

$$\mathbf{NNR = 825.3 m NGA.}$$

III.8. Laminage des crues :

Il existe plusieurs méthode pour faire l'étude da laminage, la méthode de Hindelblat, Kotcherine, Blackmore et Step par Step.

On calcule avec la méthode Kotcherine.

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$\mathbf{Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH} \quad \dots\dots\dots(\text{III.51})$$

Avec : $Qc(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;

$q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;

S : surface du plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dH \quad \text{ou} \quad Q-q = S \frac{dH}{dt} \quad \dots\dots\dots(\text{III.52})$$

$\frac{dH}{dt}$: représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

III.8.1. Méthode de KOTCHERINE :

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

1. L'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. Les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
4. Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

A. Procédé de calcul :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{\%}} \right) \dots \dots \dots (III.53)$$

Avec :

V_F : le volume d'eau en charge (m^3)

V_C : le volume de la crue (m^3)

$Q_{\%}$: le débit de la crue (m^3/s)

q_{lam} : le débit laminé (m^3/s).

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots \dots \dots (III.54)$$

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.

B. Estimation de la charge au dessus du déversoir :

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'on a définies, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (III.55)$$

Où :

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H , et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,44;

g : l'accélération de la pesanteur [g = 9,81m²/s];

L : largeur du déversoir (m) ;

H : la charge sur le déversoir ;

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \dots\dots\dots (III.56)$$

$$\text{Et : } S = L \cdot (H + P) \dots\dots\dots (III.57)$$

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

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots (III.58)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et L compris entre 2 et 14 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (III.59)$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots (III.60)$$

Où :
H_o : est la charge globale (m);
P : la hauteur de pelle (m).

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

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 laminée en correspondance à la largeur optimale.

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

Les graphiques représentées au dessus sont accordées à la table de calculs, en faisant varier les variables **H** et **L**, Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau III.28 : Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE.

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{1%}	8.67 m ³ /s
V _{crue 1%}	21600 m ³
m	0,49
P	1 m

Tous les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau III.29 : 1^{ère} étape de calcul.

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)	Surface (m ²)	Vitesse (m ² /s)	V _{forcé} (m ³)
2	0.5	1.53	3	0.51	17778.47
4	0.48	2.89	5.92	0.49	14410.91
6	0.47	4.20	8.82	0.48	11151.59
8	0.46	5.42	11.68	0.46	8111.03
10	0.45	6.55	14.5	0.45	5285.61
12	0.44	7.60	17.28	0.44	2671.67
14	0.43	8.57	20.02	0.43	265.49

Tableau III.30 : 2^{ème} étape de calcul (Détermination de H₀ et Q en fonction de b)

Hauteur (m)	Vitesse (m ² /s)	H ₀ (m)	Débits (m ³ /s)						
			2	4	6	8	10	12	14
0.5	0.51	0.51	1.60	3.19	4.79	6.39	7.98	9.58	11.18
0.48	0.49	0.49	1.50	3.00	4.50	5.99	7.49	8.99	10.49
0.47	0.48	0.48	1.45	2.90	4.35	5.80	7.25	8.70	10.15
0.46	0.46	0.47	1.40	2.81	4.21	5.61	7.01	8.42	9.82
0.45	0.45	0.46	1.36	2.71	4.07	5.42	6.78	8.14	9.49
0.44	0.44	0.45	1.31	2.62	3.93	5.24	6.55	7.86	9.17
0.43	0.43	0.44	1.26	2.53	3.79	5.06	6.32	7.58	8.85

Tableau III.31 : 3^{ème} étape de calcul (Détermination de débits déversés en fonction de H, b et Vf).

Hauteur (m)	V _{ch} (m ³)	q (m ³ /s)	Débits (m ³ /s)						
			2	4	6	8	10	12	14
0.5	17778.47	1.53	1.53	3.07	4.60	6.14	7.67	9.21	10.74
0.48	14410.91	2.89	1.44	2.89	4.33	5.77	7.22	8.66	10.10
0.47	11151.59	4.20	1.40	2.80	4.20	5.59	6.99	8.39	9.79
0.46	8111.03	5.42	1.35	2.71	4.06	5.42	6.77	8.13	9.48
0.45	5285.61	6.55	1.31	2.62	3.93	5.24	6.55	7.86	9.17
0.44	2671.67	7.60	1.27	2.53	3.80	5.07	6.33	7.60	8.87
0.43	265.49	8.57	1.22	2.45	3.67	4.90	6.12	7.34	8.57

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 III.13 et la figure III.14

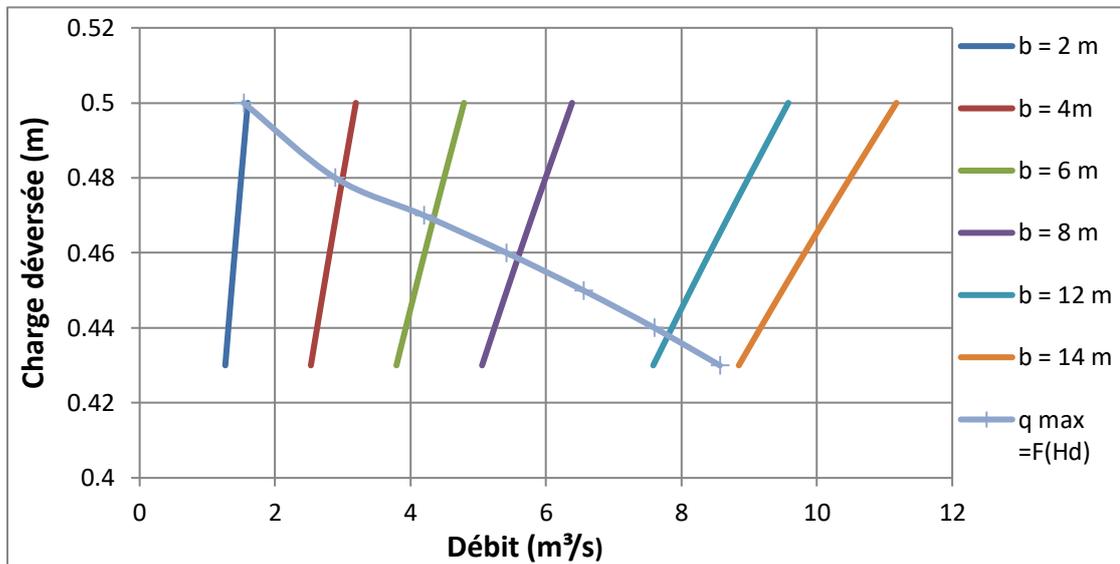


Figure III.12 : Courbe de $H = f(Q, q)$.

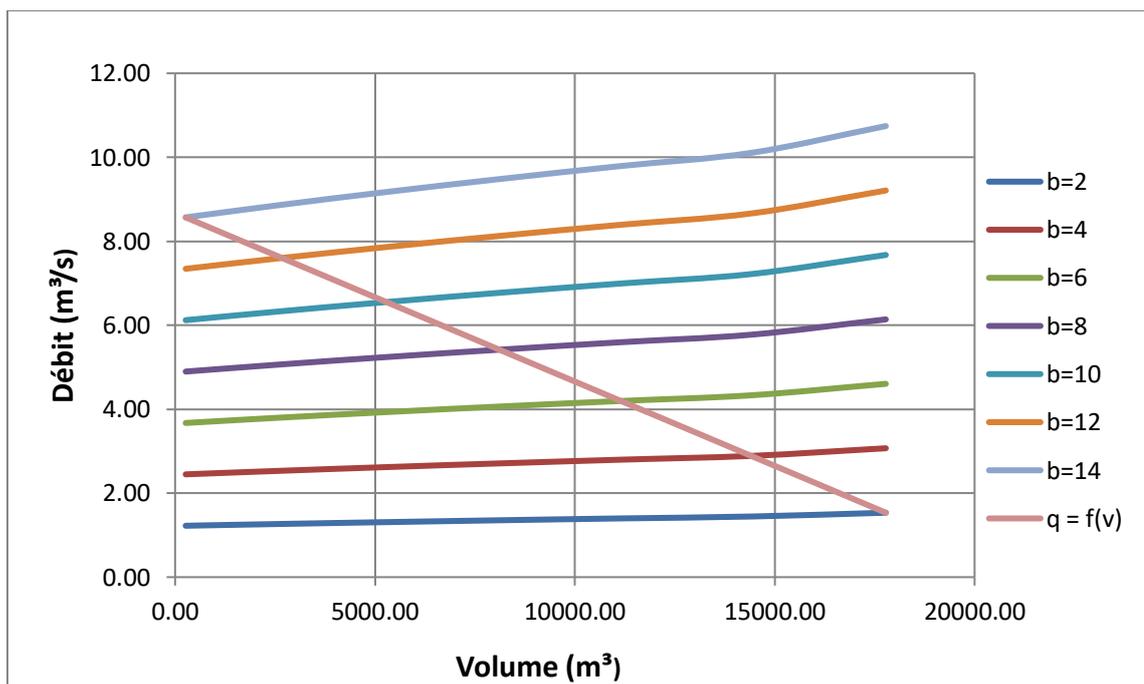


Figure III.13 : Courbe de $V = f(Q, q)$.

III.9. Etude d'optimisation :

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.

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

III.9.1. 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 :

$$V_B = \Sigma V_i \quad \dots\dots\dots (III.61)$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad \dots\dots\dots (III.62)$$

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 :

$$\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \quad \dots\dots\dots (III.63)$$

$$B_i : \text{Largeur de base } [B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b] \quad \dots\dots\dots (III.64)$$

m_1 et m_2 : Fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

$$H_i : \text{Hauteur de la tranche au point } i [H_i = NNR - Cf + R + h_{\text{dév}} + t] \quad \dots\dots (III.65)$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

a) Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

- **Formule de STEVENSON GAILLARD :**

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \dots\dots\dots (III.66)$$

Avec :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad \dots\dots\dots (III.67)$$

$$V = 1.5 + 2 \cdot H \quad \dots\dots\dots (III.68)$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et vers le barrage ($F = 2.51$ km).

A.N : $H = 0.96$ m et $V = 3.42$ m/s

Donc : **R= 1.32 m**

▪ **Formule de MALLET et PAQUANT :**

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III.69)$$

Avec:

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.70)$$

$$V = 1.5 + 0.66 H \dots\dots\dots (III.71)$$

A.N : H= 1.03 m et V= 2.19 m/s

R= 1.27 m

▪ **Formule Simplifiée:**

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.72)$$

A.N : **R= 1.47 m.**

On prend la valeur correspond à la formule de *Formule de MALLET et PAQUANT*

R= 1.27 m.

b) Largeur en crête :

❖ **Formule de KNAPEN :**

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.73)$$

❖ **Formule de F-PREECE:**

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.74)$$

❖ **Formule Anonyme (simplifiée):**

$$b_{cr} = 3,6 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.75) .$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

On présente les résultats dans le tableau III.44

Tableau III.32 : Largeur en crête en fonction de la hauteur de barrage.

b (m)	H (m)	Hb (m)	KNAPPEN	PREECE	Simplifiée
2	0.5	9.47	5.08	4.39	4.62
4	0.48	9.45	5.07	4.38	4.61
6	0.47	9.44	5.07	4.38	4.61
8	0.46	9.43	5.07	4.38	4.61
10	0.45	9.42	5.06	4.38	4.60
12	0.44	9.41	5.06	4.37	4.60
14	0.43	9.40	5.06	4.37	4.60

On prend une largeur en crête : $b = 5$ m.

c) Calcul du coût de la digue :

on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, mais à l'aide du profil longitudinal de l'axe du barrage, en utilisant les formules citées ci-dessus. (Voire l'annexe III)

Le cout de chaque digue est représenté dans le tableau de l'annexe III, sachant que le prix d'un m³ en remblais est de **400 DA**.

Tableau III.33 : Cout des digues.

Digues N°	B (m)	Hdev (m)	V (m³)	Coûts (DA)
1	2	0.5	24082.24	9 632 897.99
2	4	0.48	25268.48	10 107 393.9
3	6	0.47	24393.34	9 757 334.98
4	8	0.46	24321.71	9 728 683.97
5	10	0.45	24249.95	9 699 981.96
6	12	0.44	24178.92	9 671 569.47
7	14	0.43	24204.18	9 681 673.78

III.9.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

a. 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.

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 :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots (III.76)$$

Avec :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc : $V_{\text{dév}} = S \cdot L \dots\dots\dots (III.77)$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

Le mètre cube en béton est estimé à **30000 DA**, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau III.34 : Coût du déversoir.

Profil N°	b (m)	Hdév (m)	X (m)	Y (m)	S (m²)	V (m³)	Coûts (DA)
1	2	0.5	1.1	1.01053142	0.555792282	1.11158456	33 347.53
2	4	0.48	1.07	0.99403756	0.531810095	2.12724038	63 817.21
3	6	0.47	1.05	0.97727071	0.513067122	3.07840273	92 352.08
4	8	0.46	1.03	0.9605115	0.49466342	3.95730736	118 719.22
5	10	0.45	1.02	0.96111983	0.490171115	4.90171115	147 051.33
6	12	0.44	1	0.94441545	0.472207725	5.6664927	169 994.78
7	14	0.43	0.98	0.92772212	0.454583838	6.36417373	190 925.21

b. Calcul du canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de

forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égale à 1,5 m.

D'où la hauteur totale du mur : $H_{ca}=P+H+R$ (III.78)

Avec : P : hauteur de pelle (m) ;

H : la lame déversante (m) ;

R : la revanche (m).

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à 27 m.

L'épaisseur du mur « e » est prise égale à (0,4m).

Le volume du canal d'approche est estimé par la formule :

$V = S \cdot e = L \cdot H_{ca} \cdot e$ (III.79)

Tableau III.35 : Coût du canal d'approche.

N°	b (m)	H (m)	H _{ca} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (DA)
1	2	0.5	2.77	74.83	2020.44	60613206
2	4	0.48	2.75	74.29	2005.86	60175806
3	6	0.47	2.74	74.02	1998.57	59957106
4	8	0.46	2.73	73.75	1991.28	59738406
5	10	0.45	2.72	73.48	1983.99	59519706
6	12	0.44	2.71	73.21	1976.70	59301006
7	14	0.43	2.70	72.94	1969.41	59082306

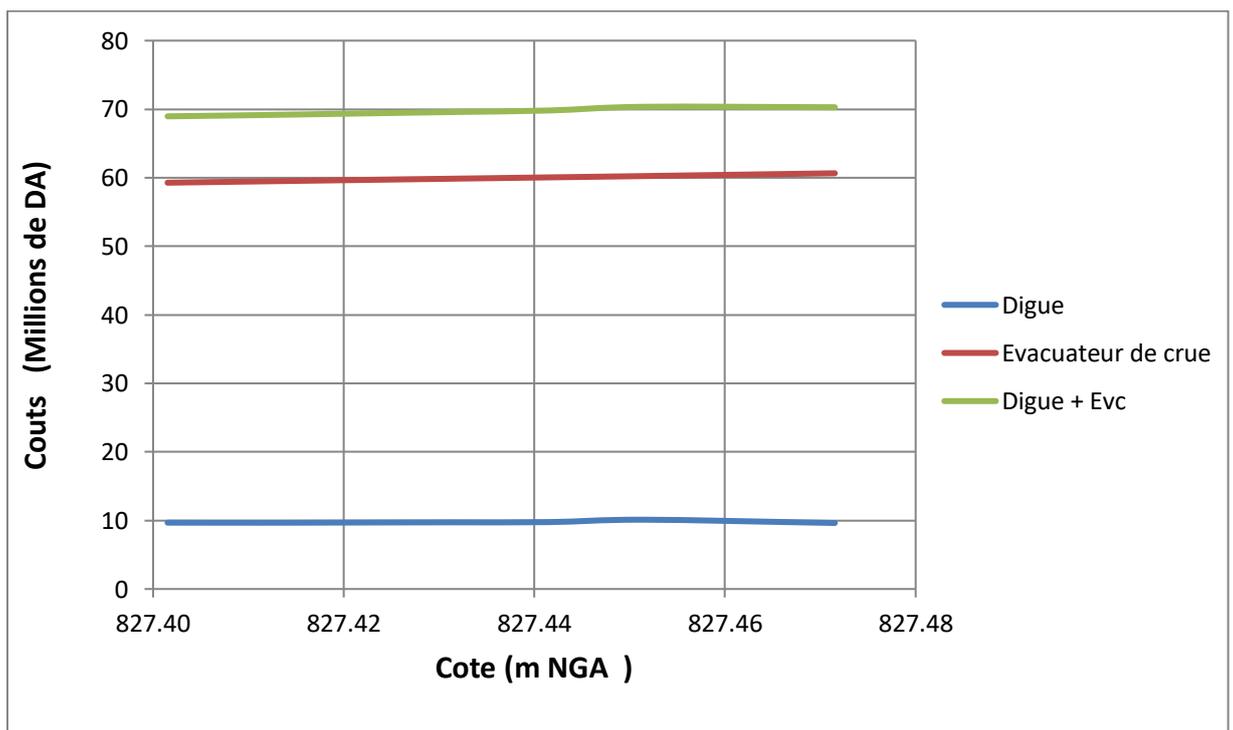
III.9.3. Le coût total du barrage :

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-dessous :

Tableau III.36 : Coût Totale du barrage.

N°	b (m)	Cote crête (m)	Coûts (Millions de DA)			
			Digue	Déversoir	Canal d'approche	global
1	2	827.47	9.63	0.03	60.61	70.28
2	4	827.45	10.11	0.06	60.18	70.35
3	6	827.44	9.76	0.09	59.96	69.81
4	8	827.43	9.73	0.12	59.74	69.59
5	10	827.42	9.70	0.15	59.52	69.37
6	12	827.41	9.67	0.17	59.30	69.14
7	14	827.40	9.68	0.19	59.08	68.95

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III.20, la largeur du déversoir donnant un cout économique est de : **b = 10 m**.

**Figure III.14** : Courbe d'optimisation de la largeur déversante.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé plusieurs paramètres concernant les caractéristiques de bassin, ainsi notre ambition est bien menée parce qu'on a déterminé des quantiles dont l'absence des données hydrométriques, suivant des formules empiriques avec comparaison des résultats. Et par des choix de calcul pour les cas défavorables, ensuite on cherche des dimensions optimales. Ces dernières sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.37: Récapitulation des résultats de régularisation et du laminage.

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	m ³	36935.719
Volume utile	m ³	39952.01
Volume au NNR	m ³	76887.73
Cote du fond	m NGA	818
Cote du NVM	m NGA	822.3
Cote du NNR	m NGA	825.3
Cote NPHE	m NGA	825.75
Cote en crête	m NGA	827.42
Largeur en crête	m	5
Largeur du déversoir	m	10

ETUDE DES VARIANTES ET CHOIX DE LA VARIANTE

Après l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique, de notre zone Chaabet Bou Ldjem, on est obligé maintenant de faire une autre étude concernant le type du barrage favorable à l'implantation de cette retenue au niveau du site choisit, pour cela on va voir les différentes types des barrages chacun avec des informations concernant sa structure.

Généralement, et de manières brèves, on peut classer les barrages en deux catégories, les barrages en remblais et les barrages rigides.

On choisit dans cette étude les barrages en remblais parce que cette catégorie est souvent la mieux adaptée au contexte africain.

IV.1. Les barrages en remblais :

IV.1.1. Les barrages en terre :

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

Il est rare, sauf pour les petits ouvrages, de disposer sur place des matériaux permettant de bâtir une digue homogène. Le massif sera donc souvent constitué de plusieurs zones formées de terres de caractéristiques différentes.

IV.1.1.1. Différents types de barrages en terre :

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre : le barrage homogène, le barrage à noyau étanche et le barrage à masque amont.

1) Barrage homogène :

C'est le type de barrage le plus facile à réaliser, il est constitué d'un massif enterre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécaniques contre l'effet du batillage dans sa partie amont.

2) Barrage à noyau :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche. Dans ce cas une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacun est constitué d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont du barrage ou au centre de celui-ci.

✚ Avantages :

- Assurer la stabilité mécanique de l'ouvrage par le noyau étanche.
- Possibilité d'interposer une couche filtrante de transition à cause de la discontinuité de la granulométrie des matériaux.
- Le noyau interne est peu sensible aux agressions extérieures.

✚ Inconvénients :

- Difficulté de réparer le noyau en cas de fuite.

3) Barrage à masque amont :

Le masque amont est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il existe de nombreuses natures de masque étanche tels que béton de ciment ou bitumineux, membranes souples etc. il propose en général sur une couche d'éléments fins drainants et peu nécessiter, suivant sa nature, un couche de *protection*.

IV.1.1.2. Avantages et inconvénients des barrages en terre :

A. Avantage :

- Utilisation des matériaux locaux pour sa construction.
- Possibilité de construction ce type sur n'importe quelles régions géographiques.
- Possibilité d'utiliser n'importe quel sol.
- Tous les procédés de construction sont mécanisées.
- Construction de ces barrages pour n'importe quelle hauteur.

B. Inconvénients :

- Impossibilité de conduire le débit à travers le corps de la digue.
- Présence de l'écoulement souterrain dans le corps du barrage, qui pouvant créer les conditions de déformation du barrage.
- Grands pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables et utilisation des dispositifs contre la filtration.

IV.1.2. Les barrages en enrochement :

Un barrage en enrochement est essentiellement un tas de gros cailloux. La fonction de résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids du massif. Mais le tas n'est pas imperméable par lui-même, et il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la partie la plus délicate de l'ouvrage.

IV.1.2.1. Caractéristiques des barrages en enrochement :

- Economique souvent dans les régions d'accès difficile car il y'a peu de transport à effectuer(les enrochements étant prélevés en place).
- Résiste assez bien aux séismes à condition que les pentes des parements y soient s'adoptées et que les enrochements du parement aval soient bien arrimés.
- Peu sensible aux températures excessives (chaud et froid), à condition d'être constitué d'enrochements de bonne qualité.
- Résiste très mal à la submersion.

IV.1.3. Les barrages en gabions :

Les gabions se présentent sous forme de cages parallélépipédiques en grillage galvanisé à mailles hexagonales double torsion. Elles sont emplies de matériaux pierreux de granulométrie appropriée.

IV.1.3.1. Les raisons du choix des structures en gabions :

- ✚ Flexibilité des ouvrages : la souplesse des gabions permet de suivre les déformations du terrain ;
- ✚ Facilité de mise en œuvre : les formes géométriques sont, par nature, relativement simples ;
- ✚ Effet drainant : il permet d'éviter les sous pression dans certaines parties de l'ouvrage ;
- ✚ Possibilité de poser le déversoir sur le remblai ;
- ✚ Possibilité de réaliser des barrages totalement déversants bien moins coûteux que leurs équivalents en béton.

IV.1.3.2. Structures aval déversantes des barrages en gabion:

1) *Barrages et seuils à parement aval vertical :*

Ce type est le plus simple à la construction et souvent le mieux adopté à de faible hauteur de chute (moins de trois mètre).

➤ **Avantages :**

- Ecarter la lame déversante de la paroi aval verticale, ce qui permet d'éviter le choc en cas de charriage grossier.

➤ **Inconvénients :**

- Risque d'affouillement en pied de mur à cause de la dissipation de l'énergie de la chute d'eau ;
- Dangers de l'érosion produite par le déversement ;
- L'étanchéité est délicate.

➤ **Les remèdes :**

- La construction d'un bassin de dissipation d'énergie dont on peut éventuellement protéger le radier.
- Prévoir un massif amont en terre étanche pour assurer la stabilité.

2) Barrages à parement aval en gradins :

On distingue trois catégories :

- Barrage dans lequel le demi-massif aval est totalement gabionné ;
- Barrage à parement aval en gradins, mur interne vertical gabionné et à massif aval en enrochement ;
- Barrage à parement aval en gradins et à massif en terre, homogène ou à zones ;

3) Barrages à parement aval incliné.

Lors du crue que dans le cas du parement aval en gradins, pas de chute d'eau.

IV.2. Critères de choix d'un barrage :

IV.2.1. La morphologie du talweg et la qualité de la fondation :

- Dans la plus part des reliefs de plaine ou de plateau, ou les vallées sont très peu marquées dans le paysage, le choix d'un barrage en terre s'impose ;
- Les barrages souples en terre, en enrochements ou en gabions peuvent être fondés sur des substrats meubles, cependant on doit vérifier la bonne résistance mécanique ;
- La nécessaire imperméabilité de la fondation commande la nature et la forme du dispositif d'étanchéité à prévoir sous le barrage.

IV.2.2. La disponibilité en matériaux :

- Le choix est subordonné à la disponibilité des matériaux de construction en qualité et en quantité suffisantes ;
- La distance d'approvisionnement doit être aussi réduite que possible.

Tableau IV.1: Choix d'un type de barrage selon la disponibilité en matériaux de construction.

Type des barrages	Matériaux nécessaires	Observations
Barrages en terre, Homogène ou zones	Matériau imperméable pour tout le remblai (barrage homogène) ou pour le noyau (barrage à zone). Avec toutes les qualités du point de vue mécanique des sols.	La non disponibilité en matériau suffisamment imperméable peut orienter le choix vers un barrage à masque amont.
	Matériaux pour les recharges dans le cas d'un barrage à zones.	
	Matériaux pour drains et filtres.	Leur qualité insuffisante peut être compensée par l'emploi de géotextiles.
	Matériaux pour la protection des talus de la crête.	
Barrages mixtes : terre+gabion, terre+gabion+ enrochement	En plus des matériaux cités précédemment, on devra s'assurer de la disponibilité d'enrochements de bonne qualité et de dimension appropriée.	On pourra chercher à minimiser ces quantités en s'orientant vers des solutions telles que les barrages à parement aval incliné en matelas Rena.
	Cages de gabions industrielles de préférence.	

Source : Extrait de [5]

IV.2.3. Critères hydrauliques :

Un barrage en terre ne supporte que rarement un débordement par-dessus de la crête.

Pour évacuer les débits importants on pose des barrages d'un parement aval en gradins de gabions.

IV.2.4. Critères Socio-économiques :

1) La main d'œuvre :

Les technologies employées sont relativement simples, mais nécessitent des équipes nombreuses, pas forcément très qualifiées, mais bien encadrées.

2) **Adéquation du choix du type de barrage avec les objectifs généraux du projet :**

On s'efforce de choisir un type dont la catégorie, la dimension et le coût soient en rapport avec l'utilisation prévue.

3) **Les sujétions d'entretien :**

Il faut prévoir des ouvrages qui présentent de bonnes garanties de longévité et nécessitent qu'un entretien limité. [5]

IV.3. Etude comparative :

La disponibilité des matériaux nous permet d'éviter le choix d'une retenue en enrochement, pour cela on fait une étude comparative concernant les trois types de barrage en terre (homogène, à noyau et avec masque en béton).

Le calcul se fait avec : $H_b = 9.42 \text{ m}$, $b_{cr} = 5 \text{ m}$ et les pentes des talus sont choisies selon le tableau IV.2

Tableau IV.2: fruits indicatifs des talus de barrage stables.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Pentes des talus	
		amont	aval
Inférieur à 5	Homogène ou à zones	2.0	2.0
5 à 10	Homogène granulométrie étendue	2.5	2.25
	Homogène à forte pourcentage d'argile	2.75	2.75
	A zones	2.25	2.0
10 à 20	Homogène granulométrie étendue	2.75	2.0
	Homogène à forte pourcentage d'argile	3.0	2.5
	A zones	2.5	2.25

Source : Extrait de [5]

VI.3.1. Calcul des coûts :

Avant le calcul des coûts on doit calculer le volume de la digue de différentes variantes à l'aide de la formule suivante :

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * Li \quad \dots\dots\dots (IV.1)$$

S_i : section transversal du profil (m^2) ;

Li : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1} .

1) Barrage homogène :

Pour un barrage homogène en matériaux argileux, on prend les pentes de talus amont et aval : $m_1=2.75$ et $m_2=2.75$, Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau IV.3: coût de la digue (barrage homogène).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
			DA	DA
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	3299.63	250	82 4907
Enrochement	m ³	413.37	4000	1 653 486.07
Gravier	m ³	702.73	400	281 092.63
Transition des drains et filtres	m ³	340.38	1100	374 413.93
Bitume-gravier	m ³	373.95	15000	560 9250
Remblai en argile compacté	m ³	46253.52	450	20 814 084
Fouille	m ³	782.85	350	273 997.5
Montant total	DA	29 831 231.1		

2) Barrage à noyau :

On prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2.75$ et $m_2=2$).

Pré dimensionnement du noyau :

- **Hauteur :**

$$H_n = NPHE - NF + 0.5 \dots\dots\dots(IV.2)$$

$$A.N : H_n = 8.25 \text{ m}$$

- **largeur en crête :**

Elle ne doit pas être inférieure à 2m .on prend une valeur de 3m.

- **les pentes :**

On prend : $m_1 = m_2 = 0,5$

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.4 : coût de la digue (barrage à noyau).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
			DA	DA
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	3299.63	250	824 907
Enrochement	m ³	413.37	4000	1 653 486.07
Gravier	m ³	640.35	400	256 140.04
Transition des drains et filtres	m ³	317.29	1100	349 019.87
Bitume-gravier	m ³	373.95	15000	5 609 250
Remblai en argile compacté	m ³	849.25	450	382162.5
Fouille	m ³	782.85	350	273 997.5
Alluvions	m ³	45502.59	650	29 576 683.5
Montant total	DA	38 925 646.5		

3) Barrage en terre avec masque en béton :

Les pentes des talus amont et aval sont $m_1=2,5$ et $m_2=2,5$. Ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0,5m, Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.5: coût de la digue (barrage en terre avec masque en béton).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
			DA	DA
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	3299.63	250	824 907
Enrochement	m ³	194.87	4000	779 494
Gravier	m ³	175.83	400	70 333.74
Transition des drains et filtres	m ³	145.94	1100	160 536.77
Bitume-gravier	m ³	373.95	15000	5 609 250
Recharge en alluvions	m ³	46253.52	650	30 064 788
Masque en béton	m ³	688.95	30000	20 668 575.82
Montant total	DA	58 177 885.34		

IV.4. Choix définitif du type de barrage :

D'après l'étude comparative et tout les critères représentés au dessus, ainsi les études géologiques, géotechniques, le choix d'une retenue collinaire en terre avec une digue **homogène à masque amont** est mieux adaptée et ne présente aucun risque ou un effet néfaste lors et après la réalisation de notre retenue de Chaabet Bou Ldjem.

IV.5. Etude de la variante choisit :

IV.5.1. Définition du profil général du barrage :

L'étape suivante de l'étude consiste à définir le profil général du barrage.

1) *Longueur en crête* :

Elle est déterminée à partir du plan d'aménagement qui prend une valeur de $L = 150$ m

2) *Pente des talus* :

La pente du talus est fixée par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ces fondations.

A titre indicatif, le tableau IV.2 donne quelque valeur qui devra être confirmées par une étude de stabilité.

Le retenue a une hauteur compris entre 5 est 10 m, pour cela on prend une valeur de $m_1 = m_2 = 2.75$

3) *Les bermes* :

Les bermes sont exécutées pour les barrages de hauteur généralement supérieure à 10m, donc ce n'est pas envisageable sur notre retenue.

IV.5.2. Dispositifs de protection contre les effets de l'eau :

IV.5.2.1. Drains et filtres :

1) *Rôle des drains et filtres* :

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif même du barrage et dans ses fondations. Il importe donc d'éviter que les résurgences des eaux infiltrées à l'aval ne nuisent à la stabilité de l'ouvrage par création de renard ou par destruction partielle du pied aval du barrage.

A ce effet on doit prévoir à l'intérieur du massif du barrage et éventuellement dans les fondations de celui-ci un dispositif drainant.

Un drain est un organe qui évacue les eaux provenant d'une filtration à travers un massif.

Un filtre est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

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

2) *Constitution des drains et filtres :*

- Les drains sont constitués, soit de gravier perméables, soit d'élément de tuyaux en béton poreux ou en plastique perforé également entourés d'une couche de graviers.
- Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméable, de granulométries plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins de terre drainées.

3) *Disposition des drains et filtres :*

Le drain vertical :

Le drain vertical ou drain cheminée placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration. Un tel drain est constitué d'un rideau d'une largeur minimale de 1m. Ce rideau peut être mis en œuvre par déversement du matériau dans une tranchée d'une profondeur de 1.5 à 2 m. Le sommet du drain est arasé au niveau normal du plan d'eau, plus ou moins un ou deux centimètres par sécurité.

On adopte un drain vertical de largeur de 1m.

Le tapis drainant sous le talus aval :

C'est la solution traditionnellement adoptée pour assurer le drainage d'un remblai homogène. Ce tapis de matériau drainant, d'une épaisseur de 0.5m, s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise de barrage. Il présente l'avantage de participer au drainage de la fondation [5].

Les fruits talus du drain tapis sont :

$$m_1 = 1.5 \text{ et } m_2 = 2.75$$

Dimensionnement de prisme:

- **Hauteur :**

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b$$

H_b : Hauteur du barrage ($H_b=9.92\text{m}$)

On prend $H_p = 0.18H_b$

A.N : $H_p=1.79\text{m}$

Dans notre cas puisque le drain va servir la stabilité du barrage on opte pour un drain de **2m** avec une cote de crête de 820m. NGA.

- **Largeur en crête:**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_{dr}$$

On prend $b_p = 1/3 H_d$

A.N : $b_p = 0.83 \text{ m}$

Mais on opte pour une largeur en crête de **1m** disant que notre drain prisme va jouer le rôle d'une berme.

- **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 1.75) \text{ et } m_2 = (1.5 \div 2.5)$$

On prend : **$m_1=2$ et $m_2=2.25$**

Remarque : On réalise sous la digue un drain vertical reliant avec un tapis drainant, ce qui diminue la longueur transversale de se dernier :

$$\text{Donc : } L_d = m_2 \cdot H_b + e_1 \dots\dots\dots(IV.3)$$

$e_1 = 1 \text{ m}$: épaisseur du drain vertical

A.N : $L_d = 28.28\text{m}$

4) Détermination de la granulométrie du filtre :

Un filtre ne doit ni se dégrader par entrainement de ses éléments, ni se colmater.

Il est conseillé pour cela d'utiliser des sables dont le coefficient d'uniformité

$\frac{D_{60}}{D_{10}}$ est inférieur à 2.

Selon TERZAGUI, les conditions à respecter concernant les dimensions des grains sont :

$$5 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 10 \dots\dots\dots (IV.4)$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} < 5 \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec :

d_{15} et d_{50} : sont respectivement les diamètres du tamis lissant passer 15% et 50% du poids des grains les plus fins constituant le matériau à protéger (remblai).

D_{15} et D_{50} : sont respectivement les diamètres du tamis lissant passer 15% et 50% du poids des grains les plus fins (filtre).

Les couches du filtre doit être à peu près parallèle à celle des matériaux de la couche précédent. L'épaisseur de chaque couche doit être au moins de 20 à 30 cm et en tout cas supérieure ou égale à 50 fois D_{15} . [4]

Granularité du sol protégé : $d_{15} = 0,005$ mm et $d_{50} = 0,012$ mm.

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

$$D_{15} < 0,025 \text{ mm ;}$$

$$0,06 \text{ mm} < D_{50} < 0.12 \text{ mm.}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0,024 \text{ mm ;}$$

$$D_{50} = 0.09 \text{ mm.}$$

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

$$D_{15} < 0.12 \text{ mm}$$

$$0.45 \text{ mm} < D_{50} < 0.9 \text{ mm.}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche de filtre a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 0.11 \text{ mm.}$$

$$D_{50} = 0.675 \text{ mm.}$$

(Voire Annexe IV.A)

5) Détermination de l'épaisseur du filtre :

Pour éviter tout effet néfaste dans le massif, la capacité drainante du tapis filtrant soit égale le double du débit traversant le remblai, ce débit est calculé ci-dessous dans la partie d'infiltration.

Selon Darcy : $q = S \cdot K \cdot I$ (IV.6)

q : débit d'infiltration ($q = 1,2 \cdot 10^{-10}$ m/s/ml) ;

K : perméabilité des élément constituant le drain ;

I : gradient hydraulique ($I = \frac{\Delta h}{L_d}$) ;(IV.7)

L_d : largeur de base du drain (m) ;

$\Delta h = e - h_{av}$, (IV.8)

(e : épaisseur du drain et h_{av} : hauteur d'eau à l'aval du drain) ;

S : section moyenne dans le drain (m^2) ;

$S = \frac{h_{av} + e}{2} \cdot L_d$ (IV.9)

h_{av} est très petit ($h_{av} = 0$).

Donc : $Q = 2q = K \cdot \frac{e^2}{2 \cdot L_d}$ (IV.10)

D'où : $e = 2 \cdot \sqrt{\frac{q \cdot L_d}{K}}$ (IV.11)

A.N : $e = 1.02$ m.

IV.5.2.2. Clé d'étanchéité :

Elle est couramment employée dans les petits barrages, du fait de son faible prix, se sera le plus souvent une tranchée remblayée d'argile compacté.

La largeur au plancher de la tranchée est généralement fixée à 3.5 m pour des raisons de facilité d'exécution (lame du bulldozer ou emprise de la pelle mécanique).

La pente des talus doit être adaptée aux conditions d'exécution du chantier, on peut retenir des pentes à 45°. La hauteur est de 1.5m.

IV.5.2.3. Protection des talus :

Les talus d'un barrage en terre sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluies, aux renards et ce qui concerne la partie amont, à l'attaque des vagues. Il y-a donc lieu, de prévoir une protection des talus.

1) Le talus aval :

Il peut être protégé efficacement contre l'érosion par un enherbement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soin recouvrir le parement d'une couche de terre végétal de 5 à 10 cm, on prend pour notre retenue une valeur de **10 cm**.

La saturation du talus aval et la formation de renards seront évitées grâce au dispositif drainant qui intercepte les eaux au sein du massif.

2) Le talus amont :

On peut le protéger contre le batillage par un enrochement, un revêtement perméable (béton bitumeux ouvert), qui repose sur un filtre ou un traitement au ciment.

On choisit une protection en enrochement, l'épaisseur de cet enrochement varie de 0.3 à 1 m. les éléments de l'enrochement doivent être tels que 50% des pierres aient un diamètre supérieur à 20 cm, les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre inférieur à 10 cm.

On détermine les dimensions de l'enrochement théoriquement par la formule :

$$e = C \cdot V^2 \dots \dots \dots (IV.12)$$

Avec :

e : épaisseur de la roche ;

V : vitesse de propagation des vagues ($V = 3.42 \text{ m/s}$) ;

C : est un coefficient dont la valeur est fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement ($\theta = 2.5 \text{ t/m}^3$). La valeur de C est donnée par le tableau IV.6

Tableau IV.6: Valeur de C en fonction de pente de talus et du poids spécifiques.

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifiques		
	$\theta= 2.50$	$\theta=2.65$	$\theta=2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

Source : Extrait de [4]

Donc : $C = 0.029$ A.N : $e = 0.34m$.**3) La crête :**

La crête doit être constituée d'une couche de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés. Il convient de profiler soigneusement la crête afin d'empêcher toute stagnation des eaux (infiltration) et d'éviter leur concentration. On adopte un dévers amont uniforme de 3 à 4% qui permet d'évacuer les eaux de pluie, par une couche en gravier bitumeux.

En cas de tassement du remblai, il faut procéder à une remise en forme rapide du profil de la crête. L'adjonction d'une murette de bord de crête peut étaler la lame d'eau ruisselant depuis la crête.

IV.6. Etude des infiltrations :**IV.6.1. Tracé de la ligne de saturation :**

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal. Nous avons

barrages en terre munis d'un drain qui rabat la ligne phréatique à l'intérieur du barrage. La parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne de saturation. L'équation de cette parabole s'écrit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0. \dots\dots\dots (IV.13)$$

On se reportant à la planche N°6 :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (IV.14)$$

d: étant la largeur en base du barrage diminuée de 0.7b.

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

La détermination de la ligne de saturation se fait à partir du niveau normal de la retenue. On a : h= 7.3 m, b_{cr}= 5 m et h_b= 9.92 m.

$$b = m_1 .h = 2.75 * 7.3 = 20.08 \text{ m}$$

$$d = b_{cr} + 2.m_1.h_b - 0.7b = 45.51 \text{ m.}$$

D'où : **y₀= 0.58 m.**

L'équation de la parabole sera : **y²=2. 24x + 1. 25** (IV.15)

Tableau IV.7: Ligne de saturation.

X (m)	0	5	10	15	20	25	30	35	40
Y (m)	0.58	2.48	3.46	4.22	4.86	5.42	5.94	6.41	6.85

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A avec AB= 0.3 b

Pour obtenir la ligne de saturation on raccorde celle-ci au point B par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en point D sensiblement situé au 2/3 de OC.

IV.6.2. Calcul du débit de fuite par infiltration :

❖ **Pour le remblai :**

L'infiltration dans le massif de la digue se comporte comme un écoulement d'un fluide incompressible, de mouvement plan permanent dans un milieu homogène, obéissant à la loi de darcy, c'est-à-dire en régime permanent laminaire.

On peut évaluer approximativement le débit de fuite en appliquant la loi de Darcy :

$$q = S.K .I \dots\dots\dots(IV.16)$$

Avec :

q : le débit de fuite (m³/s/ml) ;

I : le gradient hydraulique;

K : le coefficient de perméabilité ($K= 10^{-10}$ m/s);

S : la longueur mouillée du parement amont.

Le gradient est : $I= \frac{dy}{dx}$ et $S= y. 1$

$$\text{Donc : } q= K.y. \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (IV.17)$$

On a : $y_0= y. \frac{dy}{dx} = 1.2$ m

L'équation de débit s'écrit : $q= K. y_0 \dots\dots\dots (IV.18)$

A.N : $q=5.88 .10^{-11}$ m/s/ml.

❖ **Pour la fondation :**

Il est donné aussi par la formule de Darcy : $q = S . K . I \dots\dots\dots (IV.19)$

Tel que :

K : coefficient de perméabilité ($K= (5,34 .10^{-9}$ m/s)

S : section d'infiltration par unité de longueur : $S= T. 1 \dots\dots\dots (IV.20)$

($T=3$ m : profondeur de sol de fondation perméable).

I : le gradient hydraulique, $I= \frac{h}{L_b} \dots\dots\dots (IV.21)$

Avec :

h : charge d'eau au niveau normal de la retenue ;

L_b : c'est l'emprise de barrage ($L_b = 59.56$ m)

On obtient : $q= K . \frac{h}{L_b} . T \dots\dots\dots (IV.22)$

A.N : $q = 2,02 .10^{-9}$ m/s/ml.

IV.6.3. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

1) Dispositif d'étanchéité :

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots\dots\dots (IV.23)$$

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue (m).

δn : épaisseur moyenne de la digue (m).

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau IV.9

Tableau IV.8: Classification des barrages

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	Hb > 100 m	Hb > 75
II	De 70 à 100 m	De 35 à 75 m
III	De 25 à 70 m	De 15 à 35 m
IV	Hb < 25 m	Hb < 15 m

Donc : Notre retenue appartient à la classe IV.

Tableau IV.9: Gradient admissible à travers le remblai terreux.

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

$$I_{adm}=1,95$$

$$A.N: \Delta H=7.3 \text{ m}, \delta n=26.12\text{m} \text{ et } I = 0,28 \leq I_{adm}$$

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

2) Fondation du barrage :

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

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (IV.24)$$

Avec :

I_{cr} : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type du sol de la fondation. Il est donné par le tableau IV.10 :

Tableau IV.10: Gradient admissible pour les fondations d'un remblai.

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile	0	1.0	1.1	1.2
Limon	0.45	0.50	0.55	0.60
Sable grossier	0.36	0.40	0.44	0.48
Sable moyen	0.30	0.33	0.36	0.40
Sable fin	0.23	0.25	0.27	0.30

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau IV.11

Tableau IV.11: Détermination de coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

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

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots (IV.25)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=3m$)

H : charge d'eau ($H=7.3 m$).

L : longueur à la base du barrage ($L=51.65m$).

A.N : $I_f = 0,13$

$K_s=1.1$ et la fondation est en argile donc : $I_{cr} = 1.2$

$$D'où : \frac{I_{cr}}{K_s} = 1.09$$

Ce qui nous donne $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$, donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est **assurée**.

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

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

De manière à prévoir suivre, entretenir et exploiter correctement un barrage, on lui adjoint en général un certain nombre d'organes annexes, l'ouvrage de vidange et l'ouvrage e prise. [5]

V.1. Evacuateur de crue :

Son fonction est d'assurer la sécurité du barrage. Il sert à évacuer, en période de crue, l'eau excédentaire du réservoir, dans le bief aval au dans le bassin versant voisin et ce afin d'éviter la submersion de la crete du barrage.

V.1.1. Types d'évacuateur de crue :

V.1.1.1. Les évacuateurs à surface libre :

Evacuateur de crue latéral :

Ce type est généralement disposé sur l'une des rives de la vallée. Son axe doit, de préférence, suivre un tracé perpendiculaire à la courbe de niveau.

- *A entonnement latéral :*

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.

- *A entonnement frontal :*

Le fonctionnement est très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet. Ainsi que la facilité de réalisation. Mais le coût peut élever et il présente une difficulté de modification .

V.1.1.2. Les évacuateurs en charge :**1) Le déversoir tulipe :**

Il est circulaire ou semi circulaire, il se prolonge par un puits suivi d'une galerie ou d'une conduite. Il est noyé et il débite pratiquement comme un orifice à veine moulée. Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent de grands barrages.

2) Le siphon :

Le principe de fonctionnement du siphon est l'amorçage automatique par l'élévation du plan d'eau. Mais plus encore que la tulipe, c'est un dispositif très sensible aux risques d'obturation par des corps flottants. Son nettoyage est envisageable, mais bien peu compatible avec l'isolement.

V.1.2. Critères de choix d'un évacuateur de crues :

On prend en considération pour le choix de l'évacuateur de crue les facteurs suivants :

- La nature de la fondation ;
- La conception du barrage ;
- La disponibilité en matériaux (sable et agrégats pour le béton, enrochement pour les gabions, etc.) ;
- La disponibilité en main d'oeuvre ;
- Les possibilités de suivi et d'entretien ;
- L'utilisation du barrage ;
- L'optimum économique. [5]

V.1.3. Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en charge soit en siphon ou en tulipe présente :

- des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation;
- le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé;
- la faible charge sur l'entonnement circulaire ;
- l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal exige une topographie importante pour l'implantation.

Nous cherchons une variante économique, facile à la réalisation et au nettoyage et présentant un bon fonctionnement.

On choisit pour notre retenue de Chaabet Bou Ldjem un évacuateur de crue **latéral à entonnement frontal**.

V.1.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue :

Les calculs hydrauliques établis pour la même largeur déversante (**10m**) et pour la même charge ($h_{dev} = 0.45 \text{ m}$) et le même débit déversant (**6.55m³/s**).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- Un canal d'amenée ;
- Un seuil déversant pour le control du débit ;
- Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier ;
- Un dissipateur d'énergie ;
- Un canal de restitution.

On fait dans cette étape un dimensionnement avec conception, par le calcul de la revanche car elle est nécessaire pour éviter un débordement au niveau des éléments constituant l'évacuateur de crue (chenal, coursier et bassin de dissipation).

1) *Le canal d'approche :*

Le canal d'amenée permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

La vitesse d'approche moyenne est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \dots\dots\dots (V.1)$$

Q : Débit à évacuer (m³/s).

S_{can} : Section du canal en (m²) et $S_{can} = H \times b$ (V.2)

H : Hauteur d'eau (m) et $H = h + P$ (V.3)

P : Hauteur de pelle en (m).

h : Lamé déversante en (m).

A.N :

$$V_{ap} = \frac{6.55}{10 \cdot (0.45 + 1)} = 0.45 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 1.8 et 2.2 m/s donc pas de risque de l'érosion.

2) Déversoir :

Du point de vue hydraulique, on aura intérêt à donner au déversoir-poids un profil Creager dont la forme théorique est reçue pour s'adopter à la face intérieure d'une nappe qui s'écoulerait librement dans l'atmosphère au dessus d'une mince paroi. Au niveau d'un projet, ce profil peut être approché par la construction géométrique de la figure V.1

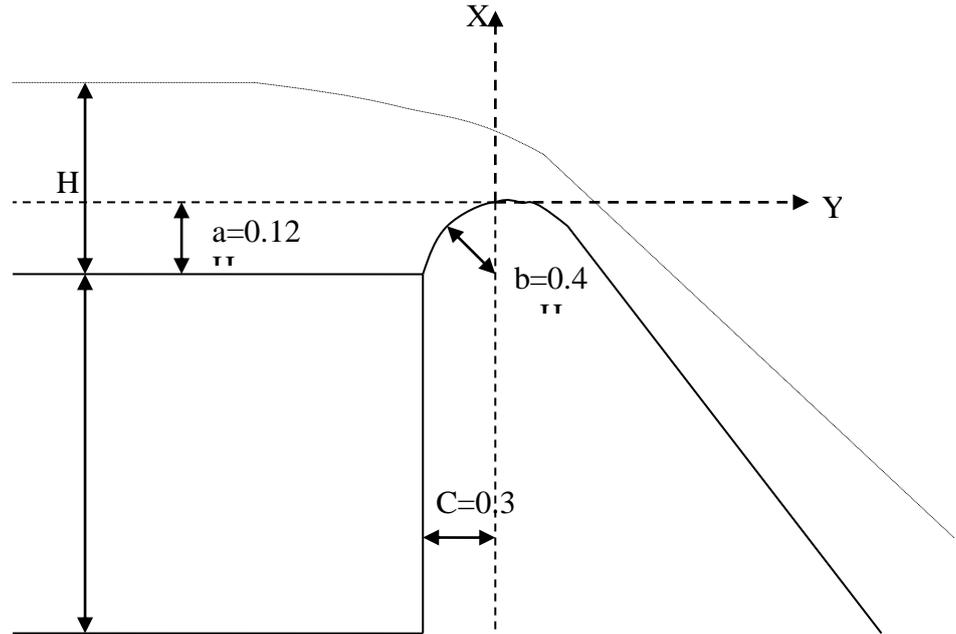


Figure V.1 : Construction géométrique du profil Creager (extrait de [4]).

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}} \dots\dots\dots (V.4)$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau si dessous et le profil du déversoir est représenté si dessous :

Tableau V.1 : coordonnées du profil de Creager.

X (m)	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.02
Y (m)	0	0.01	0.05	0.10	0.17	0.26	0.36	0.48	0.61	0.76	0.93	0.96

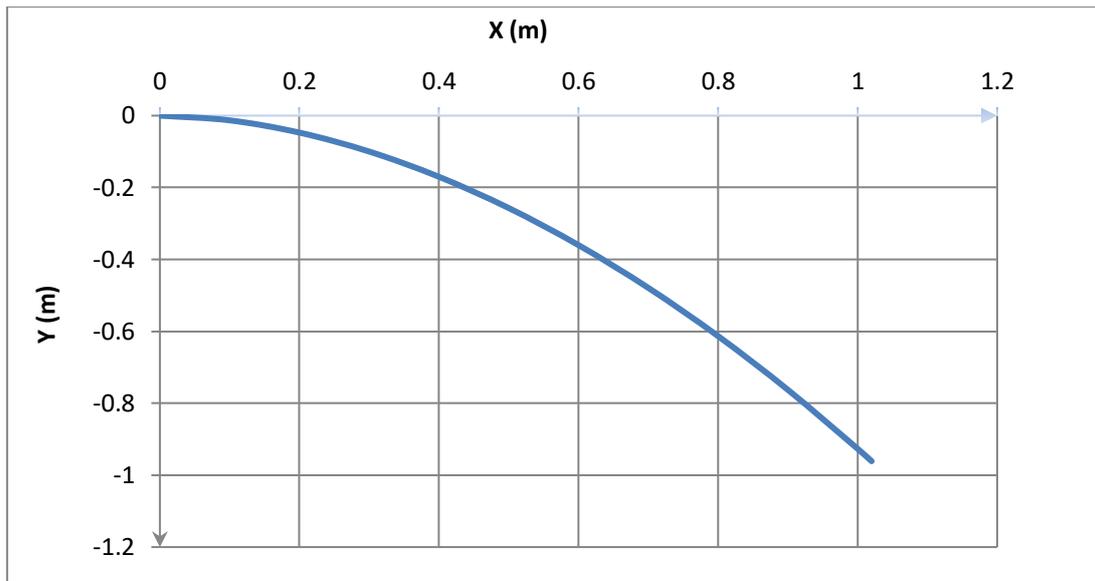


Figure V.2 : Profil Creager.

3) Le chenal d'écoulement :

Le chenal se fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface. Sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire qui est de la disposition hydraulique la plus intéressante après un déversoir et sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'obtenir au coursier dans la zone aval.

Le régime n'y est en général pas uniforme car le chenal est trop court.

Immédiatement à l'aval du déversoir, il s'établit un ressaut qui amène l'écoulement fluvial. A l'extrémité du chenal, là où s'amorce le coursier, on s'établit au niveau du changement de pente un léger rétrécissement en convergent pour bien marquer le passage en écoulement torrentiel.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique y_c .

➤ **Calcul de la profondeur critique :**

Pour un canal de forme rectangulaire:

$$y_c = 3 \sqrt{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \dots\dots\dots(V.5)$$

Avec:

Q: débit à évacuer (m³/s)

b: largeur du canal (b=10m).

g: l'accélération de pesanteur (m²/s)

A.N : y_c=0.35 m.

La profondeur d'eau dans le chenal est H_c = 1.5y_c = 0.53m.

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour (h=h_{cr}).

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec:

R: rayon hydraulique (R_h=0.41 m) ;

I: pente en (m/m) ;

S: section mouillée (S=4.5 m²) ;

K: coefficient de Manning-Strickler (pour le béton lisse avec joint K=75).

I=0.14%.

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b + 2y_c)^{2/3}}{K.(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (V.7)$$

A.N : I_{cr}=0.64 %.

On vue que :

$$0.14\% < 0.64\% \Rightarrow I < I_{cr}$$

Le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

4) Le convergent :

Il est situé à l'extrémité du chenal, il marque le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent peut être calculé d'après [4] par la formule :

$$L = 2.5 (L_1 - L_2) \dots\dots\dots (V.8)$$

L₁ : largeur au plafond du bief amont (m);

L₂ : largeur au plafond de la section de contrôle (m).

On a : L₁ = b = 10 m

$$L_2 = Q^{0.4} \dots\dots\dots (V.9)$$

A.N : L₂=2.12 m on opte : L₂ = 2.5 m

D'où : $L = 18.75\text{m}$.

5) *Coursier* :

Le coursier fait suite au convergent et conduit l'eau au thalweg. Il est plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier. L'expérience montre que la forme la plus économique correspond à une largeur égale à deux fois le tirant d'eau.

➤ *Largeur du coursier* :

Elle est calculée dans l'étape précédente : $B = 2.5\text{m}$

➤ *Longueur du coursier* :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 40 m.

➤ *La profondeur critique* :

La condition de l'état critique est :

$$Fr^2 = \frac{Q^2 Bc}{g \cdot Sc^3} = 1 \dots\dots\dots (V.10)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot Bc^2}} \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec :

B : est la largeur du coursier égale à 2.5 m.

A.N : $h_{cr} = 0.89\text{ m}$

➤ *Pente critique* :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \dots\dots\dots (V.12)$$

S_{cr} : Section critique (m^2).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \dots\dots\dots (V.13)$$

$$Sc_r = B \cdot h_{cr} \dots\dots\dots (V.14)$$

$$Pc_r = B + 2 \cdot h_{cr} \dots\dots\dots (V.15)$$

$$Rc_r = \frac{Sc_r}{Pc_r} \dots\dots\dots (V.16)$$

A.N : $S_{cr} = 2.23 \text{ m}^2$

$P_{cr} = 4.28 \text{ m}$

$R_{cr} = 0.52 \text{ m}$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} 0.52^{1/6} = 64.05$$

D'ou: **$I_{cr} = 0.0105 = 1.05 \%$**

$I_{cour} > I_{critique}$

➤ **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :**

Le calcul de la ligne d'eau se fait à l'aide du logiciel CANAL21.

Tableau V.2: Calcul de la ligne d'eau

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L bief (m)
6.55	71	0.13	0.27	0.89	T	40

Tableau V.3: Calcul de la ligne d'eau

Section	Abscisse	Y (m)	F	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	0.888	1	1.332	0.0037
1	4	0.522	2.219	1.807	0.017
2	8	0.441	2.852	2.237	0.0279
3	12	0.396	3.353	2.624	0.0385
4	16	0.367	3.768	2.969	0.0487
5	20	0.346	4.117	3.275	0.0583
6	24	0.33	4.414	3.544	0.0672
7	28	0.318	4.665	3.778	0.0752
8	32	0.309	4.88	3.983	0.0825
9	36	0.301	5.062	4.16	0.0889
Aval	40	0.295	5.218	4.312	0.0946

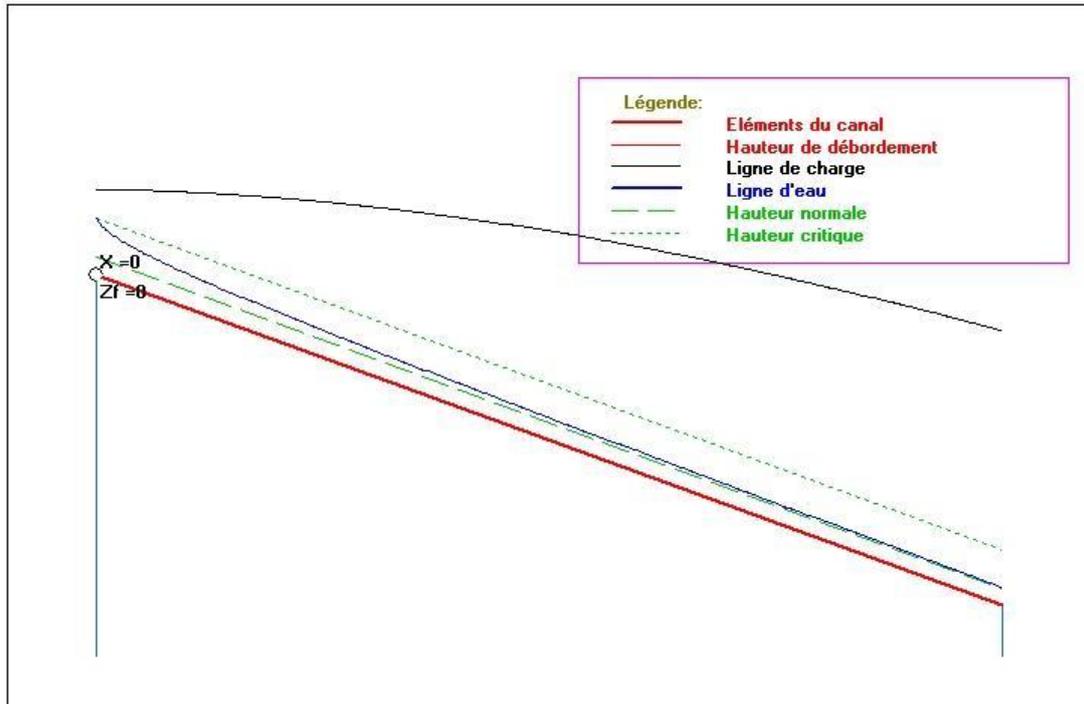


Figure V.3: La ligne d'eau.

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y_2=0.295\text{m}$.

La vitesse à la fin du coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y_2} \dots\dots\dots (V.17)$$

A.N : $V = 8.88 \text{ m/s} < V_{\text{adm}} = 12\text{m/s}$.

➤ **Hauteur des murs:**

Au début: $h_m = h_e + r \dots\dots\dots (V.18)$

Avec:

h_m : hauteur du mur (m)

h_e : hauteur d'eau (m)

r : revanche (m)

$$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \dots\dots\dots (V.19)$$

A.N : $V = 6.55 / (2,5 \cdot 0,89) = 2.94 \text{ m/s}$

D'où : $h_m = 0.89 + 0,79 = 1.68 \text{ m}$

A la fin: $V = 8.73 \text{ m/s}$ et $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$

D'où : $h_m = 0.3 + 0,9 = 1.2 \text{ m}$

➤ **Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier (les vagues roulantes) :**

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$b/h < (10 \div 12) \dots\dots\dots (V.20)$$

Et : $Fr^2 < 40$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier (m);

b : largeur du coursier (m).

A.N : $\frac{b}{h} = 8.33$ Et $Fr^2 = 26.31 < 40$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

6) Dissipateur d'énergie :

Les procédés les plus fréquemment employées pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau sont les bassins à ressaut.

Le bassin à ressaut est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

Les tests réalisés par (USBR) « United State Bureau of Reclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent). [4]

Froude ($F= 5.22$) 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.

➤ **Dimensionnement du bassin :**

De l'abaque de l'Annexe On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 7.4 \quad \text{et} \quad Y_1 = 0.3 \text{ m.}$$

D'où : $Y_2 = 2.22 \text{ m}$

Largeur du bassin :

D'après l'abaque de l'Annexe V

$$\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 2.45$$

Donc : $L_{\text{bas}} = 2.45 \times 2.22 = 5.44 \text{ m.}$

On prend : $L_{\text{bas}} = 6 \text{ m}$

Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = y_1 = e_1 = 0.3 \text{ m}$$

h_1 : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

e_1 : L'espace entre les blocs de chute.

Le nombre des blocs de chutes est **4** blocs.

Dimensionnement des blocs chicane :

D'après l'abaque de l'annexe V:

$$\frac{h_2}{y_1} = 1,3 \Rightarrow h_2 = 0.4 \text{ m} \quad \dots\dots\dots (V.21)$$

$$\frac{h_4}{y_1} = 1,6 \Rightarrow h_4 = 0.48 \text{ m} \quad \dots\dots\dots (V.22)$$

La largeur du seuil ($l = 0,2 h_2 = 0,08 \text{ m}$).

L'espace entre les blocs ($L = 0,75 h_2 = 0.3 \text{ m}$).

La distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes

($a = 0,75 h_2 = 0.3 \text{ m}$).

- Le nombre des blocs chicanes est **4** blocs

7) Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

➤ **La hauteur critique :**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2\right) \cdot K \dots\dots\dots (V.23)$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots (V.24)$$

$$\sigma = \frac{K \cdot m}{b} \dots\dots\dots (V.25)$$

m : fruit des talus du canal de fuite (m = 1).

$$\text{A.N : } K = 0.89 \quad , \quad \sigma = 0.36$$

$$\text{Donc : } h_{cr} = \mathbf{0.78}$$

➤ **Pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (V.26)$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \dots\dots\dots (V.27)$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (V.28)$$

$$R_{cr} = S_{cr} / R_{cr} \dots\dots\dots (V.29)$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \dots\dots\dots (V.30)$$

$$\text{A.N : } S_{cr} = 2.56 \text{ m}^2, P_{cr} = 3.6 \text{ m}, R_{cr} = 0.71 \text{ m} \quad \text{et } C_{cr} = 67.47$$

$$\text{D'où : } I_{cr} = \mathbf{0.203 \%}$$

➤ **La profondeur normale :**

C'est la hauteur donnée par logiciel du « CANAL21 »: $h_n = 0.27 \text{ m}$

La vitesse de l'écoulement :

$$V = Q/S = C \sqrt{RI}$$

$$\text{A.N : } V = \mathbf{1.76 \text{ m/s}}$$

$V < V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s , donc on évite une protection aval en enrochement.

➤ **Hauteur des murs:**

D'après [4], l'expression empirique suivante donne des résultats satisfaisants de la revanche pour éviter les débordements dans le bassin de dissipation d'énergie :

$$R = 0,1 \cdot (Y_2 + V_1) \dots\dots\dots (V.31)$$

Y_2 : tirant d'eau après ressaut (m) ;

V_1 : vitesse d'arrive de l'eau au bas de coursier (m/s).

A.N : $R = 0.1 (2.22 + 1.76) = \mathbf{0.4 m}$

$$h_m = 2.22 + 0.8 = \mathbf{2.62 m.}$$

Remarque :

Les hauteurs des murs bajoyers calculées ci-dessus (coursier et bassin de dissipation) sont d'une épaisseur de 0.2m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

V.2. Ouvrage de Prise et de vidange :

L'ouvrage de prise est généralement groupé avec l'ouvrage de vidange, sauf lorsque la prise se fait par pompage ou par siphonnage par-dessus le barrage.

Le rôle principal de l'ouvrage de vidange est de permettre une vidange totale ou partielle de la retenue en cas d'accident susceptible d'endommager le barrage (renard par exemple).

La vidange peut également, dans certains cas particulier, servir à évacuer des éléments indésirables (boues en suspension).

V.2.1. Types des ouvrages de vidange :

Les conduites de vidange sont généralement déposées sous le barrage. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

1) Conduite en charge :

Lorsque la conduite fonctionne sous pression, il importe de s'assurer de son étanchéité absolue, car toute fuite dans le barrage en terre peut introduire des

pressions interstitielles dangereuses dans le barrage ou entrainer la formation de renards.

2) Conduite à écoulement libre :

Ou s'il ya risque de transport solides à travers la vidange, les conduite de vidange à écoulement libre. Elle peut être soit un tuyau de gros diamètre en acier, soit une canalisation en béton de type galerie ou ovoïde de 1.3 à 2m de hauteur.

L'écoulement dans la conduite doit être aéré dès l'aval de la vanne amont par reniflard, afin d'éviter des phénomènes des vibrations sous l'effet du passage en écoulement instable à fort débit.

V.2.2. Choix de la variante :

On choisit **une conduite en charge** parce que notre retenue a une petite surface et les talwegs ne sont pas très longs, ce qui permet de diminuer le risque de bouchage par le transport de la matière solide.

V.2.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

La conduite en acier est souvent enrobée de béton coulé à pleine fouille en tranchée. Cette solution est excellente mais la fondation de la retenue est meuble, ce qui pose l'inconvénient de placer une structure rigide au sein du barrage souple. Dans ce cas pour assurer une liaison souple entre le béton et la terre, on prévoit en général une couche de bitume (sable+bitume) assez fluide au contact terre- béton.

Le diamètre est calculé en fonction du débit évacué, compte tenu des pertes de charge normales et singulières le long de la conduite. Sachant que l'on admet des vitesses de 3 à 7m/s.

➤ Calcul du débit de vidange :

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

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots (V.32)$$

V_u : volume utile en ($V_u = 39952.01\text{m}^3$) ;

T : temps de vidange (25 heure).

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

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{39952.01}{36 * 3600} + \frac{256348}{31,53 * 10^6}$$

$$Q_{vf} = 0,32 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ **Calcul du diamètre de la conduite :**

On utilise la formule de l'écoulement en charge:

$$Q_{vf} = \mu S \sqrt{2gh} \dots\dots\dots (V.32)$$

Q : débit de vidange (m^3/s) ;

μ : coefficient de débit ;

S : section de la conduite en (m^2) ;

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

$$S = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2gh}} \dots\dots\dots (V.33)$$

Avec : $h = 7.3 \text{ m}$

On prend : $\mu = 0.8$

A.N : $S = 0,033 \text{ m}^2$

$$D_{vd} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (V.34)$$

D'où : **$D_{vd} = 0.205 \text{ m}$**

On prend un diamètre normalise $d = 250 \text{ mm}$, une conduite en acier d'une rugosité $n = 0.014$.

➤ **Correction de la valeur de coefficient μ :**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots (V.35)$$

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} \dots\dots\dots (V.36)$$

$$\xi_{ent} = 0.5 \quad , \quad \xi_{vanne} = 0.1 \quad , \quad \xi_{ssortie} = 1$$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} = 10.08$$

L : longueur de la conduite de la vidange de fond (65 m).

d : diamètre de la conduite de vidange (m).

λ : Coefficient de débit calculé par la formule de MANNING

$$\lambda = \frac{124.6n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots (V.37)$$

n : rugosité de la conduite en acier (n=0.014)

A.N : $\lambda = 0.039$

Et : $\mu = 0,28$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à d=346 mm, on adopte la valeur :

$$\mathbf{D_{vf} = 350 \text{ mm.}}$$

Calcul de la vitesse :

$$V = \frac{Q}{S} = 4. \frac{Q}{\pi.D^2} \dots\dots\dots (V.38)$$

A.N : $V_{vf} = 3.29 \text{ m/s}$

Remarque :

La prise d'eau se fait avec la vidange de fond parce que notre retenue est petite.

V.3. Dérivation provisoire :

La dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage est nécessaire pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions.

V.3.1. Type d'ouvrage de dérivation provisoire :

1) Galerie de dérivation :

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles.

2) Conduite de dérivation :

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

3) Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

V.3.2. Débit de dimensionnement :

Les ouvrages de dérivation de la crue durant la période de construction sont dimensionnés pour transiter la crue de fréquence 5%.

D'où :

$$Q_{\max(5\%)} = 3.75 \text{ m}^3/\text{s}.$$

V.3.3. Succession des travaux :

1^{ère} étape : Mise en place d'un batardeau partielle pour la construction de la galerie.

2^{ème} étape : Construction d'une galerie à ciel ouvert qui sera par la suite mise sous remblai.

3^{ème} étape : Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue qui sera par la suite incorporé dans la digue.

4^{ème} étape : Mise en eau après la fin des travaux.

V.3.4. Dimensionnement de la dérivation provisoire :

V.3.4.1. Dimensionnement de la galerie :

L'écoulement dans la galerie est un écoulement libre qui passe en écoulement en charge.

- *l'écoulement à surface libre :*

L'écoulement sera régi par la formule suivante: $Q = S \cdot C \cdot \sqrt{RI}$ (V.39)

Q : débit évacué (m³/s)

C : Coefficient de Chézy, $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$ (V.40)

n : Coefficient de rugosité, n= 0.014.

R : rayon hydraulique (m);

S : section mouillée (m);

I : pente du radier de la galerie ; I = 0,013

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2}) \quad \text{Et} \quad \theta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right) \dots\dots\dots (V.41)$$

h : charge d'eau dans la galeria (m)

r : rayon de la galerie (m)

θ° : angle de la section mouillé

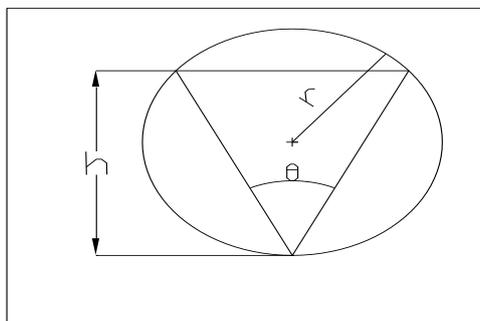


Figure V.4: Section de la galerie de dérivation.

- ***l'écoulement en charge :***

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z} \dots\dots\dots (V.42)$$

Avec :

Q : débit évacué (m³/s)

S : section de la galerie (m²)

g : accélération de la pesanteur (m²/s)

Z : la dénivelée (m³)

μ : coefficient de débit

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2} \dots\dots\dots (V.43)$$

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie (L = 96m)

I : pente de la galerie (I = 0,013)

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}} \dots\dots\dots (V.44)$$

Calcul du coefficient de résistance singulière :

$$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie} \dots\dots\dots (V.45)$$

À l'entrée : $\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5m$

λ : coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (V.46)$$

Sachant que : n= 0,014

Tableau V.4: Coefficient de débits

$D_g(m)$	$\sum \xi_i$	λ	$\lambda.L/D$	μ
1	1.5	0.025	2.695	0.439
1.5	1.5	0.021	1.570	0.496
2	1.5	0.019	1.070	0.529
2.5	1.5	0.018	0.794	0.551

Pour l'écoulement en charge :

Tableau V.5 : $Q = f(D)$.

$D_g (m)$	μ	$S (m^2)$	$LI -D/2 (m)$	$\mu*S*\sqrt{2g}$	$Z (m)$	$Q (m^3/s)$
1	0.4387	0.79	0.93	1.53	H+0.93	$1.53*\sqrt{Z}$
1.5	0.4957	1.77	0.68	3.88	H+0.68	$3.88*\sqrt{Z}$
2	0.5293	3.14	0.43	7.36	H+0.43	$7.36*\sqrt{Z}$
2.5	0.5510	4.91	0.18	11.97	H+0.18	$11.97*\sqrt{Z}$

A partir de l'hydro gramme de la crue de fréquence (5%) on calcul le volume de la crue correspondant, et on tire toutes les hauteurs correspondantes a chaque volume de la courbe (capacité –hauteur).

Les résultats de calculs sont donnés par la méthode de HILDENBLAT pour chaque diamètre de la galerie et représentées dans l'**Annexe V**.

Les résultats du laminage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Récapitulation des résultats du laminage de crue du chantier.

$D_g [m]$	1	1.5	2	2.5
$Q [m^3/s]$	2.47	2.7	3.21	3.3
$H_d [m]$	2.19	1.9	0.59	0.55

V.3.4.2. Le batardeau :

Le batardeau est prévu d'être de même type que la digue

a- Calcul de la revanche du batardeau :

***Formule de Stevenson :**

$$R = 0,75H_v + \frac{V^2}{2g}; \text{ (m).} \dots\dots\dots \text{(V.47)}$$

$$H_v : \text{ hauteur des vagues (m). } H_v = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots \text{(V.48)}$$

F : fetch (2 km),

$$V : \text{ vitesse de propagation des vagues (m/s). } V = 1,5 + 2 H_v \dots\dots\dots \text{(V.49)}$$

A.N :

$$H_v = 0,92 \text{ m. } V = 3,34 \text{ m/s.}$$

$$\mathbf{R=1.25 \text{ m.}}$$

*** Formule de Mallet –Paquant :**

$$R = H_v + \frac{V^2}{2g}; \text{ (m).} \dots\dots\dots \text{(V.50)}$$

$$H_v : \text{ hauteur des vagues (m). } H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \dots\dots\dots \text{(V.51)}$$

$$V : \text{ vitesse de propagation des vagues (m/s). } v = \frac{1}{2} + \frac{2}{3}H_v \dots\dots\dots \text{(V.52)}$$

$$\mathbf{A.N : R=1,21 \text{ m.}}$$

***Formule simplifie :**

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots \text{(V.53)}$$

$$\mathbf{A.N : R=1,42m.}$$

Pour les mesures de sécurité, on prend la valeur **R=1,21m** comme revanche.

b- Calcul de la largeur en crête du batardeau :

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

Formule de KNAPPEN : $b = 1,65\sqrt{H_b}$ (m) (V.54)

Formule de PREECE : $b = 1,1\sqrt{H_b} + 1$ (m) (V.55)

Formule simplifiée : $b = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$ (m) (V.56)

Tableau V.7: récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

D (m)	Hb (m)	bcr (m)		
		KNAPPEN	PREECE	Simplifiée
1	3.40	3.04	3.03	2.41
1.5	3.11	2.91	2.94	2.25
2	1.80	2.21	2.47	1.38
2.5	1.76	2.19	2.46	1.34

V.3.4.3. Calcul d'optimisation de la dérivation :

Le calcul d'optimisation se fait en variant les diamètres de la galerie et en fonction de ce diamètre on détermine le coût de la galerie ainsi que le coût du batardeau.

Hypothèses de calcul

Ecoulement uniforme :

Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

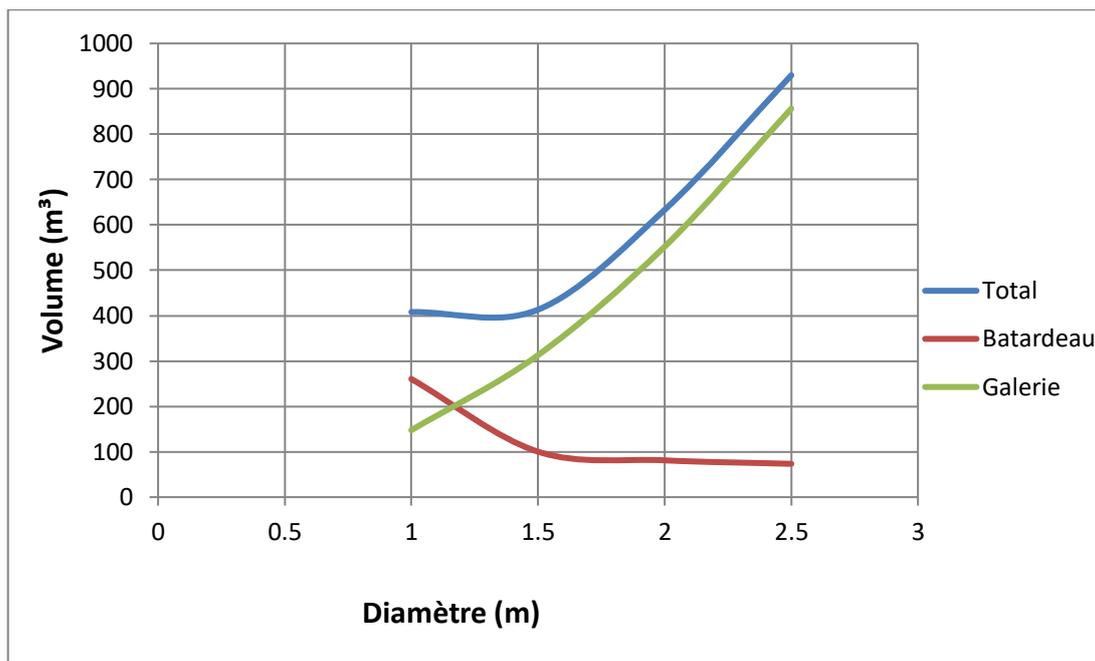
La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min}

Tableau V.8: Paramètres de calcul d'optimisation.

Paramètres hydraulique		
1	Diamètre	D (m)
2	Section du tunnel	A (m ²)
3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)
5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
6	Coefficient de Chezy	$C = 1/n R^{1/6}$
7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max}/A_1$ (m/s)
8	Pente	$i = V^2/C^2R$
9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2/2g\phi^2$ (m) avec : $\phi=0.9$
11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
12	Niveau amont pour Qmax	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
13	La cote de niveau d'eau a l'entrée de	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
14	Cote du seuil	$C_s = N_I - h_o$ (m NGA)
Volume du travaux		
15	Hauteur du batardeau	$H_{bat} = N_{am} + R - C_f$ (m)
16	Section du batardeau	$F_{bat} = (2b + 2mH_{bat}).H_{bat}/2$ avec: $m=1/3$
17	Longueur moyenne du batardeau	L^b_{moy} (m)
18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m ³)
20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 V_t$
21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L. A$
21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
22	Coût total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau V.9: Résultats de calcul d'optimisation.

N°	Désignation	Valeurs			
Paramètres hydraulique					
1	D [m]	1	1.5	2	2.5
2	A [m ²]	0.79	1.77	3.14	4.91
3	h0 [m]	0.7	1.05	1.4	1.75
4	A1	0.58	1.31	2.32	3.63
5	Rh [m]	0.30	0.45	0.60	0.75
6	C	71.43	71.43	71.43	71.43
7	V [m/s]	4.25	2.07	1.38	0.91
8	i	0.01181	0.00186	0.00062	0.00022
9	h1 [m]	1.30	0.20	0.07	0.02
10	Zent [m]	1.14	0.27	0.12	0.05
11	Z0 [m]	2.44	0.47	0.19	0.08
12	Nam [mNGA]	819.44	817.47	817.19	817.08
13	N1 [mNGA]	818.30	817.20	817.07	817.02
14	Cs [mNGA]	817.60	816.15	815.67	815.27
Calcul du volume des travaux					
15	Hbat [m]	3.64	1.68	1.40	1.28
16	Fbat	20.78	8.49	6.92	6.31
17	Lb moy [m]	125.34	118.12	117.23	116.37
18	Vbat	2604.09	1002.64	811.29	734.59
19	V'bat	260.41	100.26	81.13	73.46
20	Vgal	98.39	208.63	368.10	570.94
21	V'gal	147.59	312.94	552.15	856.41
22	$\sum V'$	408.00	413.21	633.28	929.87

Figure V.5: Courbe d'optimisation.**Conclusion :**

D'après le tableau et la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à **1.5m**. Ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à **3.11m**.

On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vis-à-vis la hauteur du barrage qui est : $H_b = 9.42m$.

ETUDE DE STABILITE

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre est celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation

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

- ✚ Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixées et/ou déterminées a priori ;
- ✚ Soit par une série de calculs dits de dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle des talus, par exemple) jusqu'à obtenir le coefficient de sécurité souhaité : cette approche permet d'optimiser la configuration de l'ouvrage.

Un dimensionnement consiste, donc, à répéter des vérifications avec des paramètres variables. [5]

VI.1. Méthode du calcul de stabilité :

Il n'existe pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire d'hypothèse.

VI.1.1. Principes généraux des méthodes de calcul à la rupture :

L'analyse de stabilité du remblai est traitée comme un problème d'équilibre limite d'une masse de sol ayant tendance à se séparer du reste du remblai suivant une surface de rupture.

Le long d'une surface de rupture donnée, on calcule la contrainte engendrée par les forces (de gravité) agissant sur la masse instable. On compare cette contrainte de rupture à la résistance de cisaillement du remblai estimé à partir de ces caractéristiques mécaniques. On obtient une marge de sécurité (sous la forme d'un coefficient de sécurité) par rapport à la rupture, pour cette surface.

L'objectif est de déterminer, à partir d'un grand nombre de positions de la surface de rupture, la marge de sécurité *minimale* qui correspond finalement au coefficient de sécurité global du talus. Pour mener à bien ce calcul, un certain nombre d'hypothèses simplificatrices sont formulées :

- Le problème est considéré comme bidimensionnel et le calcul correspond à une épaisseur de talus de valeur unité on notera que le fait de négliger les effets de bord va, a priori, dans le sens de la sécurité ;
- La rupture est censée s'effectuer instantanément en tous les points de la surface de glissement, le long de laquelle on suppose que s'exprime l'état limite d'équilibre ;

- Pour le cas d'un talus de remblai pseudo-homogène, on considère que la ligne de glissement est de type circulaire.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de classe de barrage sont représentés dans le tableau VI.1:

Ces deux dernières hypothèses sont, évidemment, corroborées par les observations faites sur des cas réels de rupture.

Tableau VI.1: Coefficients de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions.	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme).	1,2 – 1,3	1,15 – 1,2	1,1 – 1,15	1,05 – 1,1
Spéciales (avec séisme)	1.1 – 1.05	1.1 – 1.05	1.05	1.05

Notre ouvrage est de classe *IV*, donc :

- Sans séisme : $K_{SS,adm} = 1,05 - 1,1$

- Avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

VI.1.2. La méthode des tranches:

Dans cette méthode, la masse réputée instable par rapport à la surface de glissement envisagée fictivement découpée en « n » tranches verticales de faible épaisseur. Chaque tranche est soumise aux forces suivantes :

- Force de poids propre W_i (sol et eau) ;
- Les forces de réaction du sol de composantes

tangentielle : T_i ($T_i = G_n \cdot \sin \alpha$) (VI.1)

et normale : N_i ($N_i = G_n \cos \alpha$) (VI.2)

Avec : $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$ (VI.3)

$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$ (VI.4)

α : angle d'inclinaison de la tranche par rapport à l'horizontal.

- Les efforts inter-tranches F_{i-1} et F_i s'appliquant sur les faces latérales.

VI.1.3.Ordre de calcul (Méthode de FONDEEV) :

- 1) Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- 2) Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- 3) Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b \quad \text{et} \quad R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=9.42\text{m}$).

(K_1 - K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau VI.2.

Tableau VI.2: Valeurs de K_1 et K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

On obtient donc :

Tableau VI.3 : Valeurs de R_1 et R_2 .

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	2,75	0.94	2,16	9.32	21.43
Aval	2,75	0.94	2,16	9.32	21.43

Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons R_1 ; R_2 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 du 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 marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les

parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la section « zéro » sous le centre de glissement (projection).

VI.2. Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont montrées dans le tableau ci-après:

Tableau VI.4: caractéristique géotechniques.

Paramètres	Unité	valeurs
φ	Degré (°)	21.22
C	T/m ²	0.40
γ sat	T/m ³	2,00
γ d	T/m ³	1.70
γ 'c	T/m ³	1,00

VI.3. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a) *Poids propre de la tranche :*

b)

$$G_n = b (\gamma_1 . h_1 + \gamma_2 . h_2) \dots\dots\dots (VI.5)$$

h_1 et h_2 : 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;

b : largeur de la tranche.

c) *Force de pression interstitielle :*

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de le retenue (NNR).

$$P = U . dl = \gamma_w . h . dl \dots\dots\dots (VI.6)$$

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.

d) *Forces de cohésion :*

$$F_c = c . dl \dots\dots\dots (VI.7)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

e) *Forces dues au séisme :*

$$T = a . G_n \dots\dots\dots (VI.8)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

VI.4. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

❖ *Les forces stabilisatrices :*

a) *Force de frottement :*

$$F_1 = N_n \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi \dots\dots\dots (VI.9)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b) *Force de cohésion :*

$$F_c = c \operatorname{dl} \dots\dots\dots (VI.10)$$

Tel que :
$$\operatorname{dl} = \frac{2\pi.R.B_i}{360} \dots\dots\dots (VI.11)$$

R : rayon de la courbe de glissement;

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement;

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R \dots\dots\dots (VI.12)$$

❖ **Les forces motrices :**

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

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

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (VI.13)$$

VI.5. Calcul du coefficient de sécurité:

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

a) *Retenue pleine :*

$$K_{SS} = \frac{\sum (N_n - p_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C . \operatorname{dl}}{\sum G_n \operatorname{Sin} \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VI.14)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\varphi_i + \sum C .dl}{(1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VI.15)$$

dn : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme;

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg \varphi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (VI.16)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg \varphi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (VI.17)$$

c) Vidange rapide :

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

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VI.18)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VI.19)$$

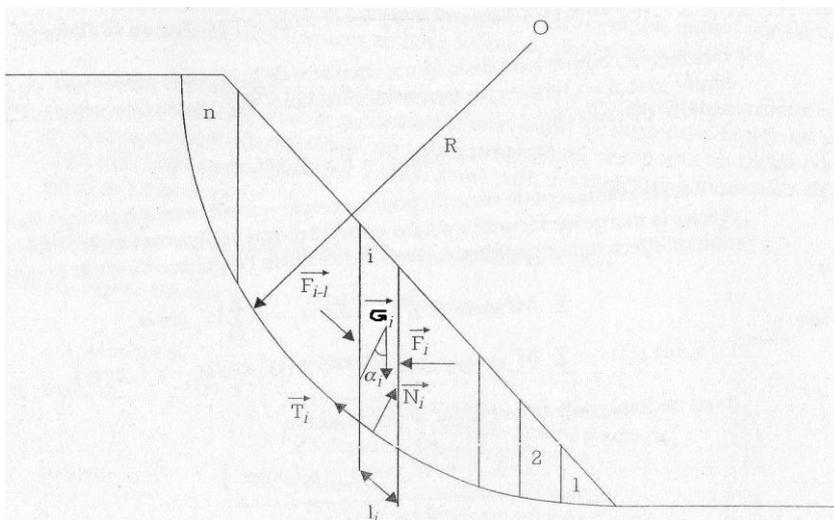


Figure VI.1 : Diagramme des forces agissant sur une tranche.

Tableau VI.5: Coefficient de sécurité.

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme ($K_{SS,adm} = 1,10 - 1,15$)	Avec séisme ($K_{as,adm} = 1,05$)
Fin de construction	Talus aval		
	R ₁ = 19.04m	1.87	1.23
	R ₂ = 20.65m	1.54	1.07
	R ₃ = 21.61m	1.58	1.08
Retenue normale	Talus aval		
	R ₁ = 19.87m	1.69	1.12
	R ₂ = 20.50m	1.55	1.10
	R ₃ = 21.11m	1.64	1.10
Vidange rapide	Talus amont		
	R ₁ = 18.99m	1.66	1.10
	R ₂ = 20.81m	1.63	1.07
	R ₃ = 22.35m	1.56	1.08

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci- dessus, on peut dire que la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas, donc les fruits talus amont et aval sont acceptés.

ORGANISATION DE CHANTIER

Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance capitale pour la réussite de l'opération. Il est donc nécessaire de s'assurer que le chantier est confié à un exécutant compétant et expérimenté et que celui-ci dispose effectivement de tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans de bonnes conditions.

D'une façon générale, de même qu'il appartient à l'entrepreneur de prévoir et d'organiser son chantier pour que soient respectées les dépositions prévues au marché d'exécution du projet.

Néanmoins le maître de l'œuvre doit assurer que l'entreprise dispose effectivement des moyens requis pour effectuer les travaux conformément au projet et dans les délais impartis.

Il importe à cet effet que l'entreprise indique dans son offre les moyens en personnel et en matériel qu'elle se propose d'affecter au chantier et le programme de travaux.

VII.1. Installations du chantier :

Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits lions de la forte humidité (baraquements, hangars...).

Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

Installation pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VII.2. La succession des opérations de chantier :

L'enchaînement chronologique des différentes phases du chantier comprend les opérations suivantes :

a) Travaux préparatoires :

- Installation du chantier et implantation du barrage ;
- Construction de la dérivation provisoire et dérivation de celui-ci ;
- Décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage ;
- Préparation des zones d'emprunt ;
- Déboisement et défrichage de la cuvette.

b) Exécution de l'ouvrage :

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel ;
- Mise en place de la conduite de prise et de vidange ;
- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai de la retenue;
- Génie civil des ouvrages de prise et de vidange de fond ;
- Génie civil de l'évacuateur de crues;
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de la crête de la digue et de la route d'accès. [4]
-

VII.3. Exécution des travaux :**VII.3.1. 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.

✚ Exploitations 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.

✚ 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 des couches 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 incliné suivi d'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 autorisée 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 insensible à l'eau 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.

VII.3.2. 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.

VII.3.3. Réalisation de la dérivation provisoire:

La galerie de dérivation se fait en béton armé elle en section fer de cheval avec un diamètre de 1.5 m, l'épaisseur des parois est de 25cm cette galerie est munie d'écrans anti renards.

La vidange de fond et la prise d'eau ont une seule conduite en acier, de diamètre 350 mm. Avant d'entamer la réalisation du corps du barrage, on est tenu à réaliser la dérivation provisoire qui va servir à évacuer le débit de chantier et qu'on transformera plus tard en vidange de fond.

On résumera les étapes de sa construction en:

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la galerie à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour la galerie le long du tracé.
- Coffrage, ferrailage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.
- Réalisation du batardeau et du remblai déversé en argile.
- Montage de la vidange de fond. (fin de travaux en préférence)
- Exécution de la chambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VII.4. Planification :

VII.4.1. Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.
-

VII.4.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.4.2.1. Méthodes basées sur le réseau :

A. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

❖ Réseau à flèches

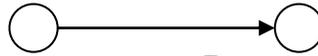
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

❖ Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

B. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels :
- Regroupement des graphes partiels :
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage :
- Construction du réseau.

VII.4.2.2. Méthodes basées sur le graphique :

- **Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

- **Méthode à barres**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VII.4.3. Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

a. Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

b. Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

c. Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

d. Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M

❖ Les paramètres de la méthode C.P.M :

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 la relation suivante :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

❖ 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 :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{cc} = D.T.P \end{cases}$$

❖ **Attribution des durées de chaque opération :**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

Dimensions du projet.

- On pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$

VII.4.4. Symboles et durées des opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Symboles et durées des opérations

<i>Travaux</i>	<i>Opérations</i>	<i>Duré (jours)</i>
Installation de chantier	A	20
Réalisation de la galerie de dérivation	B	60
Réalisation du batardeau	C	20
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	40
Exécution du bassin d'amortissement	E	20
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	45
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	45
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	20
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	15
Remblais de la clé d'encrage	J	10
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	75
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	15
Équipements hydromécaniques	M	15
Travaux de finitions	N	30

Le schéma du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est donné par la figure V.1

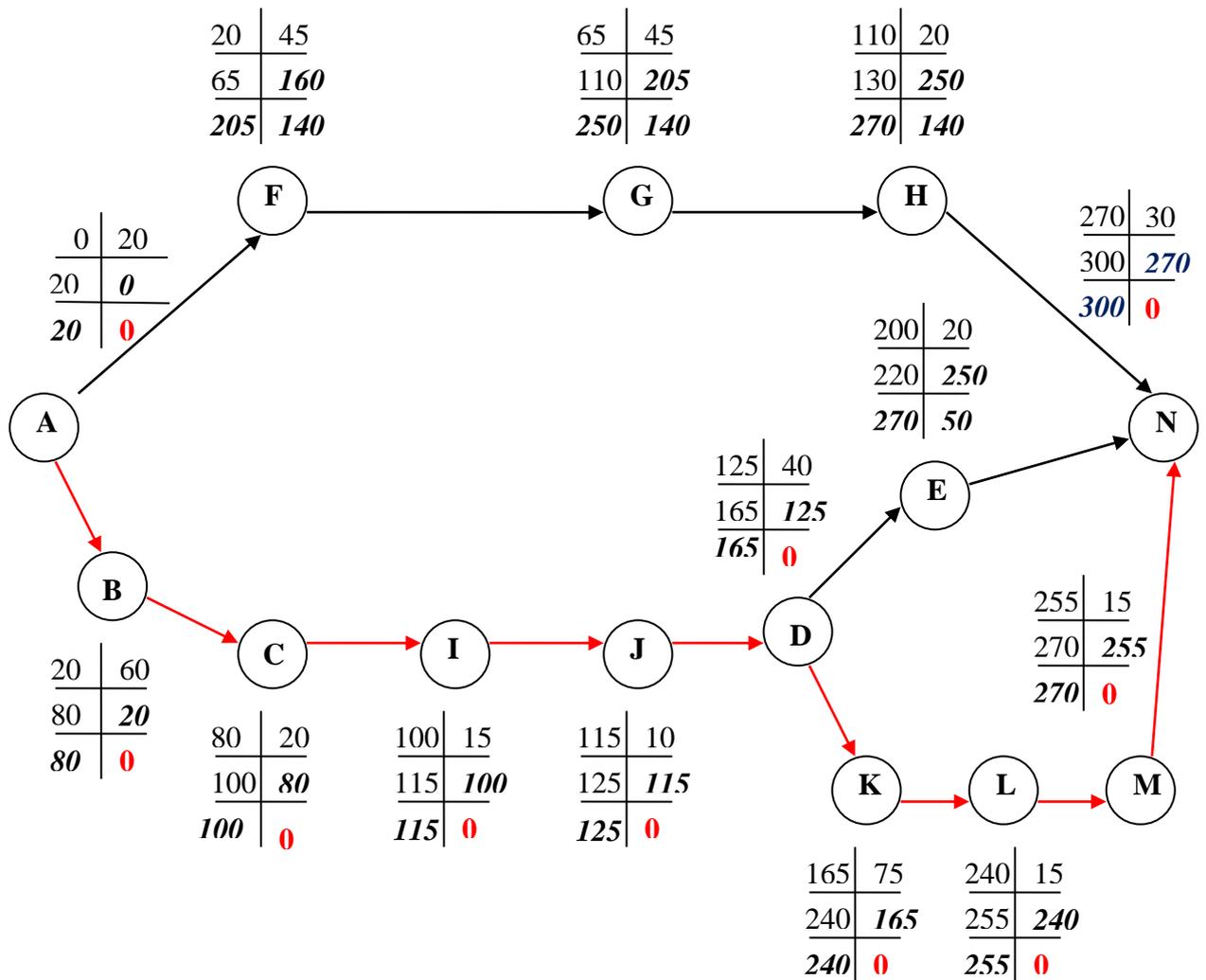
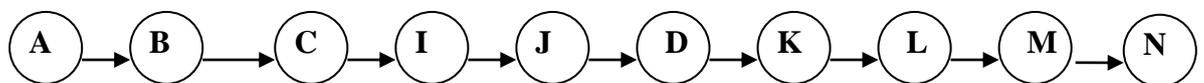


Figure V.1 : Réseau de différentes opérations.

VII.4.5. Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 20 + 60 + 20 + 15 + 10 + 40 + 75 + 15 + 15 + 30$$

A.N : $\sum TR = 300$ jours.

Le délai de construction en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent (sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement) est estimé à 10 mois au maximum, pendant la période de préparation, on installe et on organise le chantier.

VII.5. Le coût du barrage :

Le coût total d'un barrage dépend des conditions de réalisation propres à chaque site. Il peut être estimé trop élevé pour une destination d'irrigation et entraîner le maître d'ouvrage potentiel à renoncer à son projet, alors qu'un coût analogue peut être jugé acceptable pour l'eau potable. Le niveau des subventions publiques accordées influe aussi sur la décision du maître d'ouvrage.

Les coûts d'investissements comprennent trois parties :

VII.5.1. Le coût des travaux de construction du barrage :

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 (Voire l'annexe **VII**).

VII.5.2. Le coût des études :

Levés topographiques, étude d'impact, enquête foncière, étude hydrologique, investigations géologiques et géotechniques, établissement du projet et du DCE (missions de maîtrise d'œuvre normalisées), contrôle permanent des travaux. Ce coût représente en moyenne 13 % environ du montant des travaux, mais dans certains cas, il peut atteindre 15 à 20 %.

VII.5.3. Les coûts induits par la création du barrage :

Acquisitions foncières, indemnités, mesures compensatoires, rétablissement des voies de communication et des réseaux. Ce coût peut être faible à très élevé. Attention à ne pas le sous-estimer.

CONCLUSION :

Le contenu de ces chapitres et des planches comportes les résultats suivantes :

- L'implantation de l'axe de la digue et des ouvrages annexes ;
- Dans l'étude hydrologique, on estime suivant des formules empirique l'apport moyen interannuel, les crues probables, leurs volumes et l'apport solide ;
- Les études géologique et géotechniques nous assurent la stabilité et l'étanchéité de la fondation de l'ouvrage et de la cuvette ;
- Conception de la digue et de ces ouvrages annexes à l'aide des différentes études (étude de régularisation, étude des variantes, étude et conception de la digue et étude et conception des ouvrages annexes) ;
- Organisation et planning de construction couvrant les différentes phases de construction ;
- Devis quantitatif et estimatif pour l'évaluation du cout de l'ouvrage et de ses ouvrages annexes.

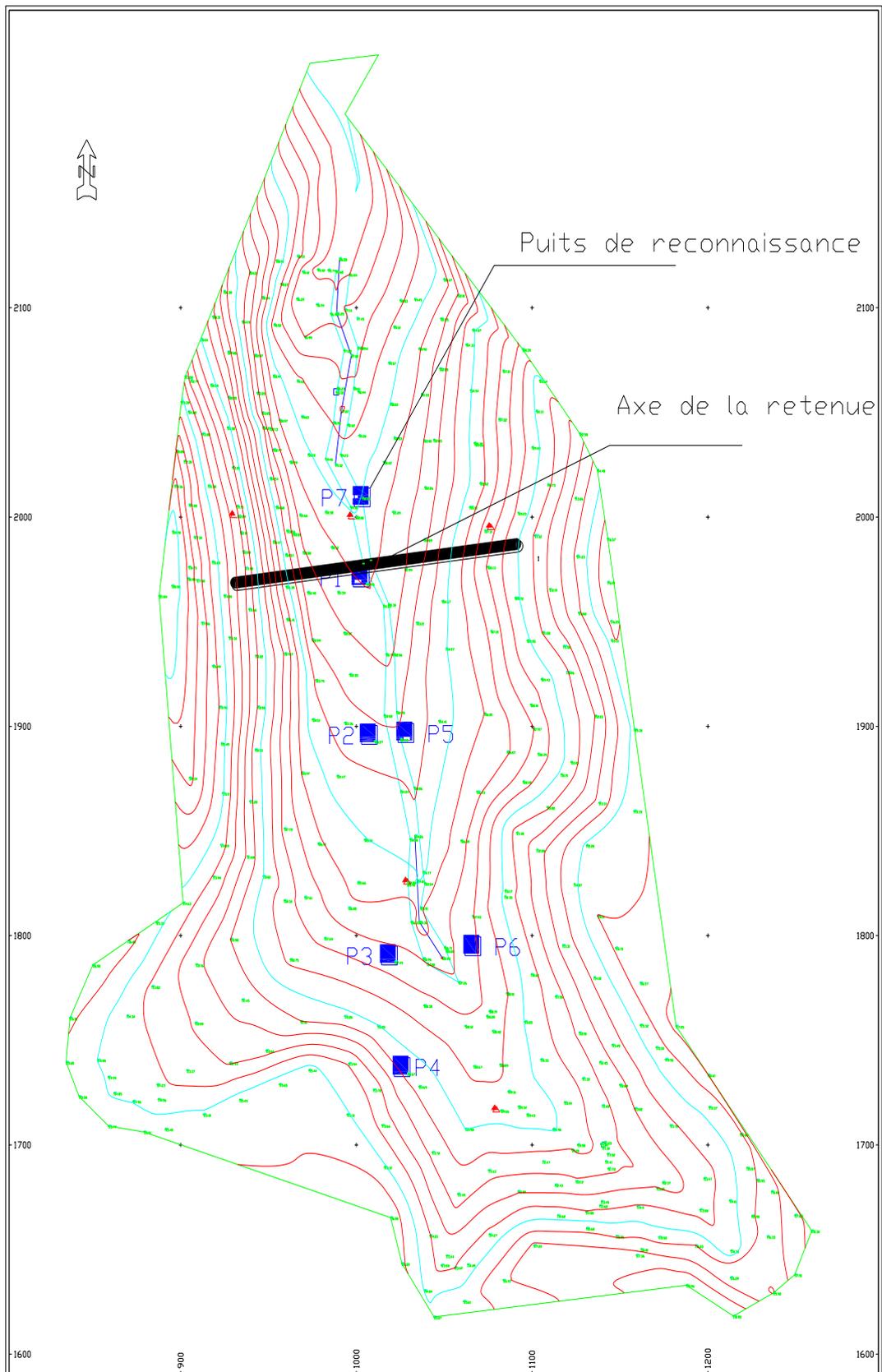
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES:

- [1] **TOUAIBIA, B.** (2004) Manuel pratique de l'hydrologie, Blida, 25 pages.
- [2] **SARI, A.** L'hydrologie de surface. 6 pages
- [3] **JOSE, L.** Hydrologie générale. 3 pages
- [4] **R, ROLLEY.** (1974) Techniques des barrages en aménagement rurales, Edition Eyrolles , 40 pages.
- [5] **DURAND, ROYET et MERIAUX.** (1999) Technique des petits barrages en Afrique sahilienne et équatoriale, Cemagref Editions, 50 pages.
- [6] **Rémi POCHAT.** (1980) Evacuateurs de crues, 15 pages
- [7] **MICHEL, A.C .** (1992), Choix de la crue de projet, 3 pages

REFERENCES SITO GRAPHIQUES :

- www.wikipedia.com consulté le : 25/03/2013
- www.googleearth.com consulté le : 20/03/2013

Annexe II.A : Situation des puits de reconnaissances et des zones d'emprunt.



Annexe II.B : Courbes granulométriques.

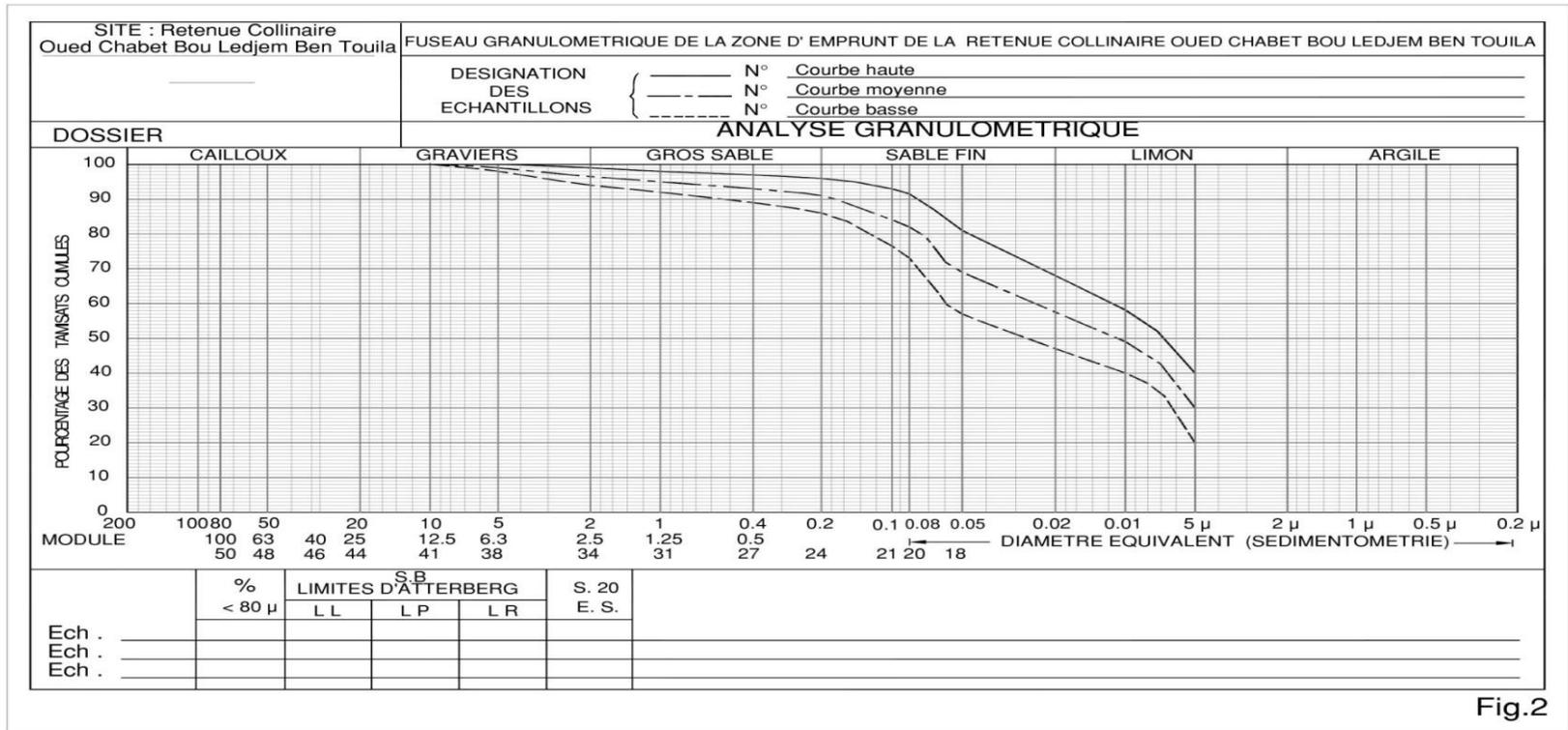
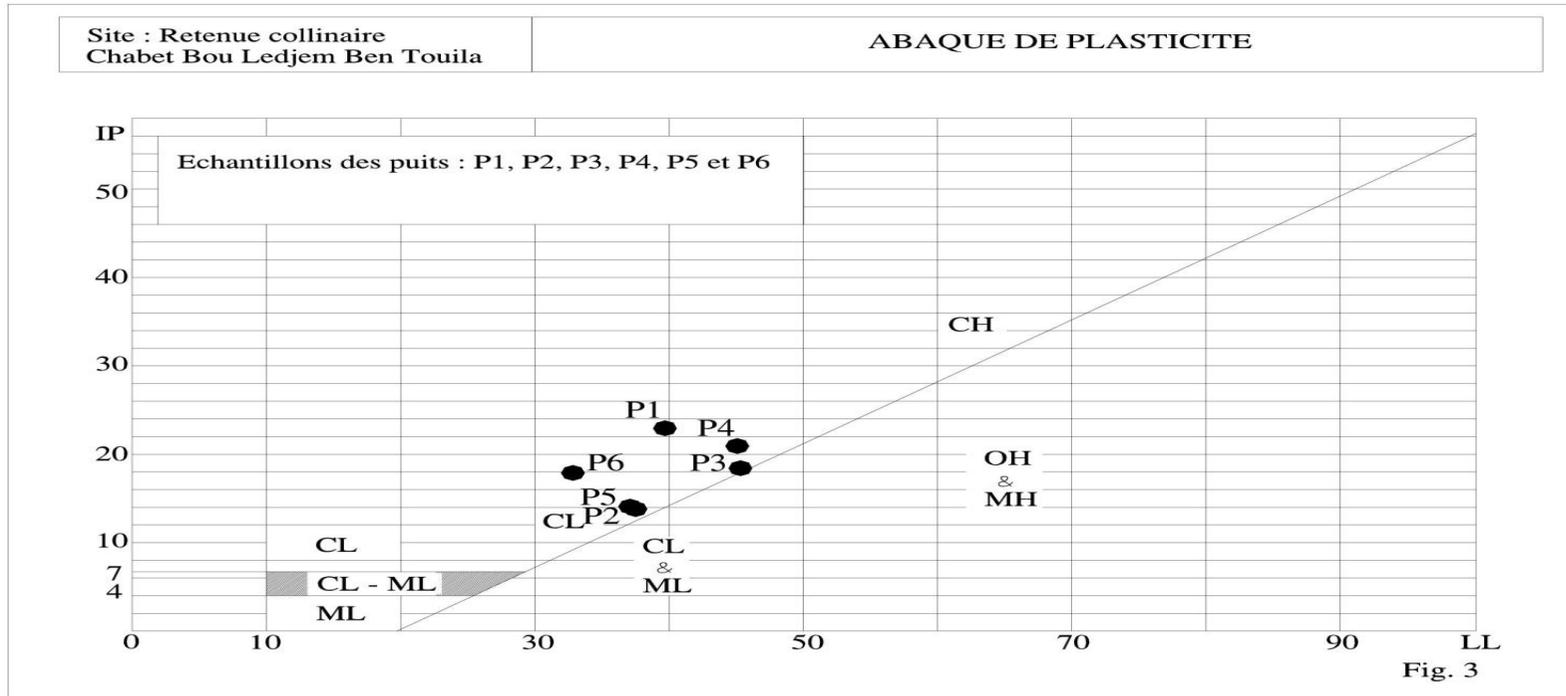


Fig.2

Anexxe II.C : Abaque de plasticité.



Annexe II.D : résultats des essais physiques (analyse granulométrique et limite d'Atterberg)

Puits	prof	Granulométrie (%)						Limite d'Atterberg				
N°	(m)	Cailloux	Graviers	Sable Gros	Sable Fin	Limons et Argiles	W	WL	WP	IP	IC	Class
-	-	200~20	20~2	2~0.2	0.2~0.02	0.02~0.2μ	%	%	%	%	-	-
P1	2.0-2.5	0.00	3.00	6.00	26.00	65.00	17.80	39.71	16.77	22.94	0.96	CL
P2	1.5-2.0	0.00	5.00	7.00	26.00	62.00	20.52	37.52	23.72	13.80	1.23	CL
P3	1.5-2.0	0.00	6.00	6.00	20.00	68.00	20.54	45.33	26.91	18.42	1.35	CL
P4	1.5-2.0	0.00	6.00	5.00	25.00	64.00	17.04	45.10	24.18	20.92	1.34	CL
P5	1.5-2.0	0.00	1.00	3.00	28.00	68.00	18.74	37.11	23.03	14.08	1.30	CL
P6	2.0-2.5	0.00	5.00	10.00	38.00	47.00	18.76	32.85	14.97	17.88	0.79	CL

Maximum	0.00	6.00	1.00	38.00	68.00	20.54	45.33	26.91	22.94	1.35	-
Minimum	0.00	1.00	3.00	20.00	47.00	17.04	32.85	14.97	13.80	0.79	-

Annexe III.E Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A80%	U80%	A80%-U80%	Vrf (m³)	Vri (m³)	Vev (m³)	Vrf (m³)	Vri (m³)	Vev (m³)
S	8719.14	3300	5419.14	36935.72	36935.72		31516.58	36935.72	5419.14
				42354.86	42354.86		23701.2	36935.72	13234.52
N	14554.52	1320	13234.52	55589.38	44302.29	11287.09	15731.59	36935.72	21204.13
				65506.42	44302.29	21204.13	13526.36	36935.72	23409.36
N	21204.13	0	21204.13	67711.65	44302.29	23409.36	14730.75	36935.72	22204.97
				66507.25	44302.29	22204.97	15409.28	36935.72	21526.44
D	23409.36	0	23409.36	65828.72	44302.29	21526.44	19525.69	36935.72	17410.03
				61712.32	44302.29	17410.03	131965.11	36935.72	-95029.39
J	22204.97	0	22204.97	60079.8	44302.29	15777.52	34988.76	147742.63	112753.87
				53615.81	44302.29	9313.53	44302.29	44302.29	
F	21526.44	0	21526.44	43660.97	43660.97		43660.97	43660.97	
				60079.8	44302.29	15777.52	34988.76	147742.63	112753.87
M	18015.03	605	17410.03	38781.43	38781.43		38781.43	38781.43	
				36935.72	36935.72		36935.72	36935.72	
A	18252.52	2475	15777.52	36935.72	36935.72		36935.72	36935.72	
				60079.8	44302.29	15777.52	34988.76	147742.63	112753.87
M	13163.53	3850	9313.53	53615.81	44302.29	9313.53	44302.29	44302.29	
				43660.97	43660.97		43660.97	43660.97	
J	4308.68	4950	-641.32	43660.97	43660.97		43660.97	43660.97	
				43660.97	43660.97		43660.97	43660.97	
Jl	1170.47	6050	-4879.53	38781.43	38781.43		38781.43	38781.43	
				38781.43	38781.43		38781.43	38781.43	
A	3104.29	4950	-1845.71	38781.43	38781.43		38781.43	38781.43	
				36935.72	36935.72		36935.72	36935.72	
Total	169633.08	27500	142133.08			142133.06			142133.06

Annexe III.G : régularisation saisonnière avec pertes

Mois	A80%	U80%	P	A - U - P	Vrf (m³)	Vri (m³)	Vev (m³)	Vrf (m³)	Vri (m³)	Vev (m³)
O	14554.52	1320	6759.21	6475.31	0	36935.72		30460.41	36935.72	6475.31
					43411.02	43411.02				
N	21204.13	0	7293.79	13910.34				23025.38	36935.72	13910.34
					57321.37	57321.37				
D	23409.36	0	7499.40	15909.96				21025.76	36935.72	15909.96
					73231.33	69532.49	3698.83			
J	22204.97	0	7442.29	14762.68				23772.04	36935.72	13163.68
					84295.17	69532.49	14762.68			
F	21526.44	0	7799.30	13727.14				38534.72	38534.72	
					83259.63	69532.49	13727.14			
M	18015.03	605	8057.05	9352.98				52261.86	52261.86	
					78885.47	69532.49	9352.98			
A	18252.52	2475	8320.71	7456.81				61614.84	61614.84	
					76989.30	69532.49	7456.81			
M	13163.53	3850	8852.68	460.84				69071.65	69071.65	
					69993.34	69532.49	460.84			
J	4308.68	4950	9347.84	-9989.16				69532.49	69532.49	
					59543.33	59543.33				
Jl	1170.47	6050	8644.12	-13523.65				59543.33	59543.33	
					46019.68	46019.68				
A	3104.29	4950	6701.86	-8547.57				46019.68	46019.68	
					37472.11	37472.11				
S	8719.14	3300	5955.53	-536.39				37472.11	37472.11	
					36935.72	36935.72				
Total	169633.06	27500								
							49459.29			49459.29

Annexe III.I : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (deuxième approximation).

Mois	A80%	U80%	P	A - U - P	Vrf (m³)	Vri (m³)	Vev (m³)	Vrf (m³)	Vri (m³)	Vev (m³)
O	14554.52	1320	5389.34	7845.18	0	36935.72		29090.54	36935.72	7845.18
N	21204.13	0	6275.62	14928.51	44780.90	44780.90		22007.21	36935.72	14928.51
D	23409.36	0	7428.53	15980.83	59709.41	59709.41		20954.89	36935.72	15980.83
J	22204.97	0	7786.25	14418.72	75690.24	75690.24		34230.58	36935.72	2705.14
F	21526.44	0	8300.75	13225.69	90108.96	76476.53	13632.42	48649.30	48649.30	
M	18015.03	605	8913.25	8496.78	89702.22	76476.53	13225.69	61874.98	61874.98	
A	18252.52	2475	9672.75	6104.77	84973.32	76476.53	8496.78	70371.77	70371.77	
M	13163.53	3850	10824.25	-1510.72	82581.30	76476.53	6104.77	76476.53	76476.53	
J	4308.68	4950	11881.79	-12523.11	74965.81	74965.81		74965.81	74965.81	
Jl	1170.47	6050	10866.81	-15746.34	62442.70	62442.70		62442.70	62442.70	
A	3104.29	4950	7649.49	-9495.20	46696.36	46696.36		46696.36	46696.36	
S	8719.14	3300	5684.57	-265.43	37201.15	37201.15		37201.15		
Total	169633.06	27500			36935.72	36935.72		36935.72		
							41459.66			41459.66

Annexe III.K : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (troisième approximation).

Mois	A80%	U80%	P	A - U - P	Vrf (m ³)	Vri (m ³)	Vev (m ³)	Vrf (m ³)	Vri (m ³)	Vev (m ³)
O	8719.14	3300	5359.83	59.31	0	36935.72		36876.41	36935.72	59.31
					36995.03	36995.03				
N	14554.52	1320	5359.83	7874.69				29061.03	36935.72	7874.69
					44869.71	44869.71				
D	21204.13	0	6407.47	14796.67				22139.05	36935.72	14796.67
					59666.38	59666.38	0.00			
J	23409.36	0	7705.98	15703.38				21716.01	36935.72	15219.71
					75369.76	75369.76	0.00			
F	22204.97	0	8480.65	13724.31				37419.39	37419.39	
					89094.07	76887.73	12206.34			
M	21526.44	0	8995.15	12531.28				51143.71	51143.71	
					89419.01	76887.73	12531.28			
A	18015.03	605	9607.65	7802.38				63674.99	63674.99	
					84690.11	76887.73	7802.38			
M	18252.52	2475	10367.15	5410.36				71477.37	71477.37	
					82298.10	76887.73	5410.36			
J	13163.53	3850	11443.12	-2129.59				76887.73	76887.73	
					74758.14	74758.14				
Jl	4308.68	4950	12298.43	-12939.75				74758.14	74758.14	
					61818.39	61818.39				
A	1170.47	6050	10803.55	-15683.08				61818.39	61818.39	
					46135.31	46135.31				
S	3104.29	4950	7353.88	-9199.59				46135.31	46135.31	
					36935.72	36935.72				
Total	169633.06	27500						36935.72	36935.72	

Annexe III.F : Les volumes des pertes totales.

Mois	Vmoy (m³)	Smoy (m²)	Es (mm)	Vep (m³)	Vinf (m³)	Pertes (m³)
S	39645.29	11000	181	1991	3964.53	5955.53
O	48972.12	19000	98	1862	4897.21	6759.21
N	60547.90	21000	59	1239	6054.79	7293.79
D	66609.03	21500	39	838.5	6660.90	7499.40
J	67109.45	21510	34	731.34	6710.95	7442.29
F	66167.99	21500	55	1182.5	6616.80	7799.30
M	63770.52	21000	80	1680	6377.05	8057.05
A	60896.06	20100	111	2231.1	6089.61	8320.71
M	56847.81	20050	158	3167.9	5684.78	8852.68
J	48638.39	19000	236	4484	4863.84	9347.84
Jl	41221.20	17000	266	4522	4122.12	8644.12
A	37858.58	12000	243	2916	3785.86	6701.86

Annexe III.H : Les volumes des pertes totales (deuxième approximation).

Mois	Vri (m³)	Vmoy (m³)	Smoy (m²)	Es (mm)	Vep (m³)	Vinf (m³)	Pertes (m³)
S	36935.72	36935.72	11000	181	1991	3693.57	5684.57
O	43411.02	40173.37	14000	98	1372	4017.34	5389.34
N	57321.37	50366.20	21000	59	1239	5036.62	6275.62
D	73231.33	65276.35	23100	39	900.9	6527.63	7428.53
J	69532.49	69532.49	24500	34	833	6953.25	7786.25
F	69532.49	69532.49	24500	55	1347.5	6953.25	8300.75
M	69532.49	69532.49	24500	80	1960	6953.25	8913.25
A	69532.49	69532.49	24500	111	2719.5	6953.25	9672.75
M	69532.49	69532.49	24500	158	3871	6953.25	10824.25
J	59543.33	64537.91	23000	236	5428	6453.79	11881.79
Jl	46019.68	52781.51	21010	266	5588.66	5278.15	10866.81
A	37472.11	41745.89	14300	243	3474.9	4174.59	7649.49

Annexe III.J : Les volumes des pertes totales (troisième approximation)

Mois	Vri (m³)	Vmoy (m³)	Smoy (m²)	Es (mm)	Vep (m³)	Vinf (m³)	Pertes (m³)
S	36935.72	36935.72	11000	181	1991	3693.57	5684.57
O	44780.90	40858.31	13000	98	1274	4085.83	5359.83
N	59709.41	52245.16	20050	59	1182.95	5224.52	6407.47
D	75690.24	67699.83	24000	39	936	6769.98	7705.98
J	76476.53	76476.53	24500	34	833	7647.65	8480.65
F	76476.53	76476.53	24500	55	1347.5	7647.65	8995.15
M	76476.53	76476.53	24500	80	1960	7647.65	9607.65
A	76476.53	76476.53	24500	111	2719.5	7647.65	10367.15
M	74965.81	75721.17	24500	158	3871	7572.12	11443.12
J	62442.70	68704.25	23000	236	5428	6870.43	12298.43
Jl	46696.36	54569.53	20100	266	5346.6	5456.95	10803.55
A	37201.15	41948.75	13000	243	3159	4194.88	7353.88

Annexe III.L : Volumes des digues pour différentes largeurs.

Digue N°1 pour Hb = 9.47m (b = 2 m)						
<i>Coupes</i>	<i>Hi(m)</i>	<i>Bi(m)</i>	<i>Wi (m²)</i>	<i>Wi+1 (m²)</i>	<i>Li (m)</i>	<i>Vi (m³)</i>
1	0	5	0	37.001475	20.5	379.265119
2	2.87	20.785	37.001475	164.141475	29.02	2918.5842
3	6.87	42.785	164.141475	317.246475	39.21	9437.61076
4	9.47	59.285	317.246475	190.001475	36	9130.4631
5	7.87	48.285	190.001475	60.536475	15.24	1909.09918
6	3.87	26.285	60.536475	0	10.15	307.222611
7	0	5	0			
Total					150.12	24082.245
Digue N°2 pour Hb=9.45 m (b = 4m)						
<i>Coupes</i>	<i>Hi(m)</i>	<i>Bi(m)</i>	<i>Wi (m²)</i>	<i>Wi+1 (m²)</i>	<i>Li (m)</i>	<i>Vi (m³)</i>
1	0	5	0	36.586875	20.4	373.186125
2	2.85	20.675	36.586875	163.286875	29	2898.16938
3	6.85	42.675	163.286875	316.061875	39.21	9397.63224
4	9.45	59.175	316.061875	208.711875	36	9445.9275
5	7.85	48.175	208.711875	123.361875	15.23	2528.74161
6	5.85	37.175	123.361875	0	10.13	624.827897
7	0	5	0	0		0
Total					149.97	25268.4847
Digue N°3 pour Hb=9.43 m (b = 6 m)						
<i>Coupes</i>	<i>Hi(m)</i>	<i>Bi(m)</i>	<i>Wi (m²)</i>	<i>Wi+1 (m²)</i>	<i>Li (m)</i>	<i>Vi (m³)</i>
1	0	5	0	36.3804	20.2	367.44204
2	2.84	20.62	36.3804	162.8604	28.99	2887.9954
3	6.84	42.62	162.8604	315.4704	39.19	9372.89203
4	9.44	59.12	315.4704	208.2304	36	9426.6144
5	7.84	48.12	208.2304	59.7504	15.2	2036.65408
6	3.84	26.12	59.7504	0	10.1	301.73952
7	0	5	0	0		0
Total					149.68	24393.3375
Digue N°4 pour Hb=9.42 m (b = 8 m)						
<i>Coupes</i>	<i>Hi(m)</i>	<i>Bi(m)</i>	<i>Wi (m²)</i>	<i>Wi+1 (m²)</i>	<i>Li (m)</i>	<i>Vi (m³)</i>
1	0	5	0	36.174475	20.1	363.553474
2	2.83	20.565	36.174475	162.434475	28.97	2876.85064
3	6.83	42.565	162.434475	314.879475	39.17	9348.19371
4	9.43	59.065	314.879475	207.749475	36	9407.3211
5	7.83	48.065	207.749475	59.489475	15.18	2028.34363
6	3.83	26.065	59.489475	0	10	297.447375
7	0	5	0	0		0
Total					149.42	24321.7099

Annexe III.L : Volumes des digues pour différentes largeurs (suite).

Digue N°5 pour Hb=9.41 m (b = 10 m)						
<i>Coupes</i>	<i>Hi(m)</i>	<i>Bi(m)</i>	<i>Wi (m²)</i>	<i>Wi+1 (m²)</i>	<i>Li (m)</i>	<i>Vi (m³)</i>
1	0	5	0	35.9691	20	359.691
2	2.82	20.51	35.9691	162.0091	28.95	2865.73445
3	6.82	42.51	162.0091	314.2891	39.15	9323.53727
4	9.42	59.01	314.2891	207.2691	36	9388.0476
5	7.82	48.01	207.2691	59.2291	15.14	2017.39137
6	3.82	26.01	59.2291	0	9.98	295.553209
7	0	5	0	0		0
Total					149.22	24249.9549
Digue N°6 pour Hb=9.40 m (b = 12 m)						
<i>Coupes</i>	<i>Hi(m)</i>	<i>Bi(m)</i>	<i>Wi (m²)</i>	<i>Wi+1 (m²)</i>	<i>Li (m)</i>	<i>Vi (m³)</i>
1	0	5	0	35.764275	19.99	357.463929
2	2.81	20.455	35.764275	161.584275	28.93	2854.64678
3	6.81	42.455	161.584275	313.699275	39.12	9296.54624
4	9.41	58.955	313.699275	206.789275	36	9368.7939
5	7.81	47.955	206.789275	58.969275	15.11	2007.80585
6	3.81	25.955	58.969275	0	9.96	293.66699
7	0	5	0	0		0
Total					149.11	24178.9237
Digue N°7 pour Hb=9.39 m (b = 14 m)						
<i>Coupes</i>	<i>Hi(m)</i>	<i>Bi(m)</i>	<i>Wi (m²)</i>	<i>Wi+1 (m²)</i>	<i>Li (m)</i>	<i>Vi (m³)</i>
1	0	5	0	35.56	19.96	354.8888
2	2.8	20.4	35.56	161.16	28.9	2842.604
3	6.8	42.4	161.16	313.11	39.1	9271.9785
4	9.4	58.9	313.11	206.31	36	9349.56
5	7.8	47.9	206.31	58.71	15.8	2093.658
6	3.8	25.9	58.71	0	9.93	291.49515
7	0	5	0	0		0
Total					149.69	24204.1845

Annexe III.A: Prrécipitation des pluies total journalière

Mois Années	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jl	A	Annuelle
1970	1	32.6	4.2	60	102	29.8	70.1	97.9	24.1	8.8	4.3	6.3	441.3
1971	67.6	29.8	148	73.7	197	113.8	73.7	61.2	125	19.6	0.2	27.6	937.2
1972	49.4	92.5	42.4	172	96.4	79.3	87.2	66	0	103	0	2.4	790.6
1973	31	0.2	10	125	2.5	117.3	212	92.8	11.8	22.3	0	3.5	628.1
1974	20	69.4	80.5	2.4	25.9	88.1	94.6	26.5	55.9	43.8	2.3	0	509.4
1975	44.5	0	124	53.7	20.9	135.8	29.6	75.7	50.7	18.5	20.2	0.5	574.1
1976	26.5	109.5	38	112	46.7	36.3	4.4	79.5	40.6	15	0	1.8	510.7
1977	3.7	9.5	41.1	26.9	112	24.3	88.3	102	62.4	0.3	0	0	470.5
1978	0	119	66.5	17	96.1	91.2	61	67.3	21.2	22.2	0	11.5	573
1979	53	59.6	84.6	46.3	112	22.4	97.9	89.7	49.1	1.5	0	17	633.5
1980	49	30.4	47.9	181	6.2	63.5	34.5	57.1	21.5	17	0	12	519.9
1981	4	24	0	153	64.2	81.1	33.5	59.3	67.8	5.1	0	4	495.5
1982	40.5	43.8	148	80.1	0	47.3	32.2	26.7	0.5	0	14.7	7.5	441.3
1983	2	8.7	53.3	39.5	47.6	95.4	58	54	77.1	8.5	0	9.8	453.9
1984	18.3	98.3	70.1	88.3	60.6	59.3	94.9	13.2	94.9	0	0.5	0	598.4
1985	25.3	18.5	69.2	62.9	107	66	109.5	25.4	18	25	0	2	528.9
1986	42.1	89.7	94.5	101	96.5	127.8	27	12	8	16	0	2.5	617.1
1987	4.1	3.5	78	52.7	32.8	24	35.2	55.5	58.5	11.2	0	0	355.5
1988	9.5	32.5	30	226	11.2	47.5	11	86.5	16	21.5	3	53	547.7
1989	65	19.5	32.8	32	118	0	40	105	82.3	14	24	0	532.3
1990	11	36.5	36	79.5	47.5	92.5	61	51.3	41	6	0	13	475.3
1991	0	113.5	19	8.5	71	5.5	35	105	72	27	30	0	486
1992	0	26	43.3	28	6	29	57.4	49.5	35.5	0	0	3	277.7
1993	35.2	19	38	40.5	41	28.5	2	56.9	9	0	0	0	270.1
1994	84	91	14	32	121	22	72.5	10.5	8.1	13.5	0	13	481.1
1995	12.5	42.6	27.5	31.5	79.5	167.5	45.2	76.7	56	20	12	38	609
1996	16	24.7	6.1	52	65.7	28.1	2.5	96.5	22	3.5	0	42	359.1
1997	56	42.5	118	61.6	21.3	49	57.4	45.5	74.1	69.1	0	8	602.1
1998	18	21	51.5	42.5	79	45	66.2	4	14	0	0	7	348.2
1999	36	26.5	64.5	167	11.5	1	7	21	11	0	0	0	345.8
2000	17	66	80.1	50	184	46.8	5.7	44.7	28	0	0	11	533.4
2001	66	17	18.5	42.5	67.3	16	32.5	27.1	0	0	0	49	335.9
2002	17	22.5	116	102	117	199.7	10.5	45.5	20.5	0	10.5	5.5	665.7
2003	0	57	118	214	47	53	46.5	60.9	100	6	0	16	717.9
2004	3	24.5	53	20	20	86.5	20.5	2.5	2.1	3	0.5	2.5	238.1
2005	10.5	67.5	151	80.5	124	61.5	13.5	16.6	64	0	0	0	588.1
2006	14.5	4	21.1	65.2	15.3	86.7	221.5	111	14.2	2.9	14.5	14.4	585.7
2007	39.2	49.1	98.3	21.4	33.5	17.2	36.7	0	57.7	10.3	9	0	372.4
2008	33.2	114.5	70.2	81.4	161	36.1	106.4	99.5	23	0	3.5	7.5	735.8
2009	92.5	9.5	91.5	28.5	79	156.5	55	15.5	56.5	3.5	0	11	599
2010	6	80	131	44	55	105	60	54.5	79	27.5	4	0	646
2011	5	39.5	120	35	23.5	104.5	99.5	144	32	0	0	8	611

Annexe III.B : Prrécipitation des pluies maximal journalière

Mois Années	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	JI	A	Annuelle
1970	1	14.4	2.3	22	23	8.8	12.5	27.6	11.5	8	3	6.3	27.6
1971	20	19.5	52.5	25	58	30	13	17	27	8.2	0	22	57.5
1972	14.2	27	26.8	81	19	16.4	15	20	0	32	0	2	80.5
1973	15	0.2	5	21	2	26	59.7	19.3	3	19.7	0	2	59.7
1974	8	16	31.3	1.1	11	21.3	18.1	7	16.4	41.1	2	0	41.1
1975	35.2	0	31.5	11	8.9	32.4	7.8	20	16	8	14	0.5	35.2
1976	6.5	15	14.5	17	13	16.5	4	34	14	12	0	0.9	34
1977	3.2	4	16	7	19	4	28	26	16	0.3	0	0	28
1978	0	40	28	5.9	16	19	15	11.2	8	8.7	0	7.5	40
1979	24	17	22	13	40	8	38.5	26	16	1.5	0	9	40
1980	16	11	16.5	64	3	15	11.5	13.5	7	15	0	7.5	64
1981	2	14	0	72	12	20	9.5	35	25.2	3.9	0	2	72
1982	9.3	16.1	32.3	25	0	11.1	12	13.5	0.3	0	10	7	32.3
1983	2	5	21.5	17	11	26	32	12.5	30	8.5	0	5	32
1984	9.5	72.3	18.5	26	12	35	32	11	18.5	0	1	0	72.3
1985	13	8	16	13	43	10	28	6	12	10	0	2	43
1986	16.5	13.2	26	40	48	24	9	8	8	8	0	1.5	48
1987	3	3	26	14	14	9	16	16	15	5	0	0	26
1988	4.5	14	14.5	63	5	18.5	8	36	6	7.5	2	27	63
1989	29	17	10.5	14	17	0	10	25	25	9	20	0	29
1990	10	16	7	22	8	32	23	13	19	6	0	11	32
1991	0	35	6	3	35	3	16	32	22	14	22	0	35
1992	0	15.5	12	6	2	10	18	13	27.5	0	0	2	27.5
1993	14.5	7	14	14	24	11	2	22	7	0	0	0	24
1994	24	15	10	9	17	22	24	4	8	7	0	5	24
1995	5.5	20	10.5	11	11	37	9	16	18	9	10	18	37
1996	8	11	2	6	15	16	1.5	23	12	2	0	10	23
1997	15	16	16	12	7.5	11	15	20	18	20	0	2	20
1998	8	10.5	13	8.5	17	8	13	2	7	0	0	4	17
1999	14	8	15.5	36	5	1	3	5	4	0	0	0	36
2000	9	15	10	18	44	15	2	12	11	0	0	10	44
2001	20	4	5.5	9	16	4	7	8	0	0	0	8	20
2002	4	9	15	20	13	91.5	5	16	9	0	4	2	91.5
2003	0	7.5	40	24	12	16	18	16.7	16	6	0	10	40
2004	3	11	20	16	16	10	5	2.5	2.1	3	1	1.5	20
2005	6	31	32	22	24	12	6	16.5	49	0	0	0	49
2006	8	4	16.6	21	4.4	21.9	81.2	36.5	11.5	2	15	12	81.2
2007	22	14.2	31.5	6.5	15	9.5	10.5	0	14.5	7.4	8	0	31.5
2008	11	56	17	23	28	8	47.5	27	8	0	4	3	56
2009	47.5	7.5	20.5	22	28	33.5	18	6	15.5	1.5	0	10	47.5
2010	6	30	40	11	16	26	15	26.5	24	19	4	0	40
2011	4	10.5	24	11	12	28	37	37	22	0	0	8	37

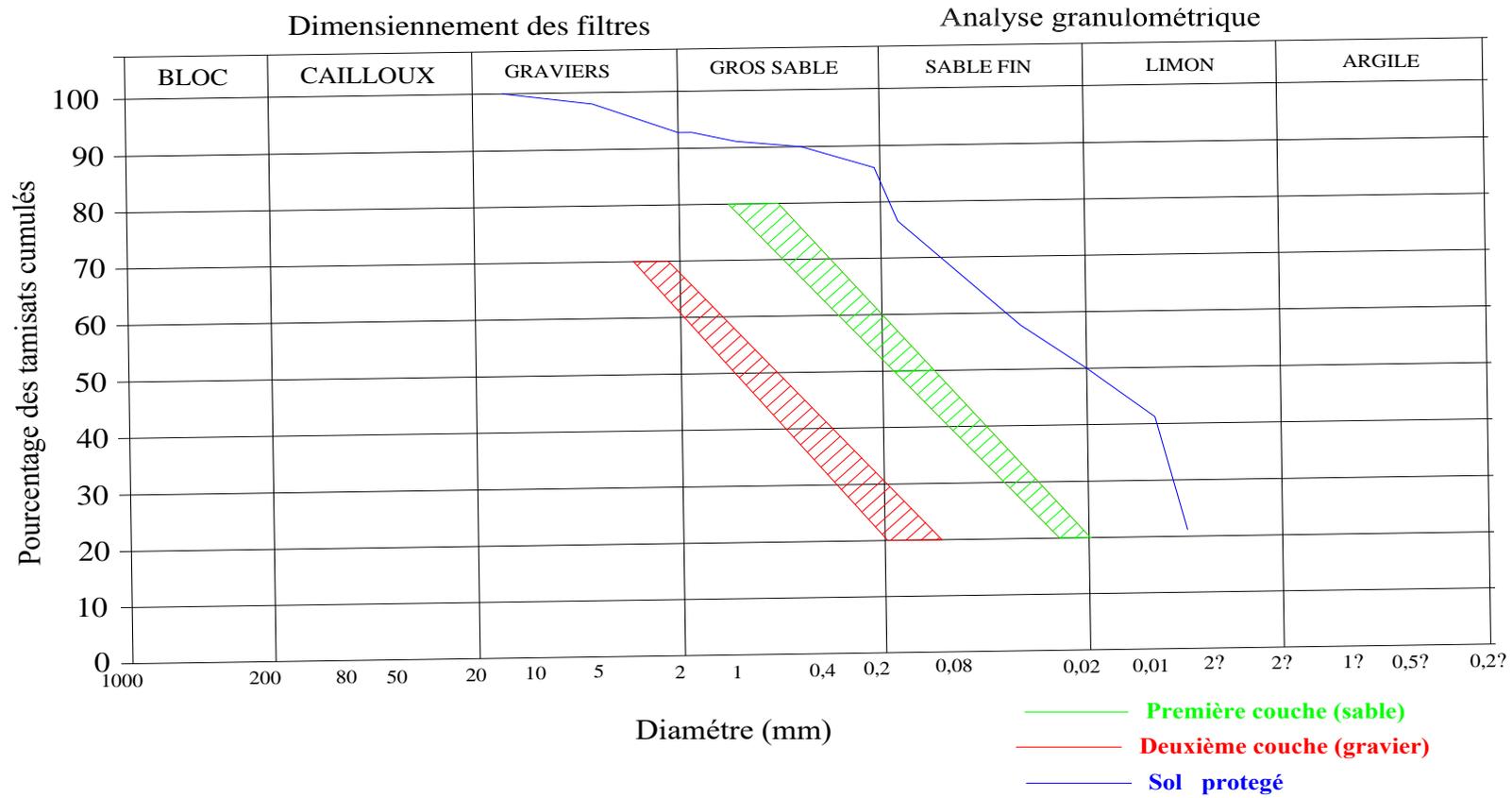
Annexe III.C: Ajustement à la loi de Gumbel.

Taille n= 42		Xo=33.59		I.C. à (en%)=95			U Gauss=1.9604	
		g=14.35						
Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
17	17	1	0.012	-1.489	17	12.23068329	1.139210733	18.8129561
20	20	2	0.036	-1.204	20	16.31900365	6.80469054	22.24030471
20	20	3	0.060	-1.037	20	18.70654913	10.05894259	24.29618971
20	20	4	0.083	-0.910	20	20.52854841	12.50687109	25.90056763
23	23	5	0.107	-0.804	23	22.05833634	14.53349389	27.27634433
24	24	6	0.131	-0.709	24	23.40897087	16.29740778	28.51637509
24	24	7	0.155	-0.624	24	24.63923921	17.88060225	29.66941896
26	26	8	0.179	-0.544	26	25.78409256	19.33142911	30.76485908
27.5	27.5	9	0.202	-0.469	27.5	26.86627951	20.68101891	31.82215997
27.6	27.6	10	0.226	-0.396	27.6	27.90163158	21.9507395	32.85516468
28	28	11	0.250	-0.327	28	28.90176637	23.15601234	33.87429043
29	29	12	0.274	-0.259	29	29.8755963	24.30844468	34.88775208
31.5	31.5	13	0.298	-0.192	31.5	30.83023042	25.41710493	35.90229243
32	32	14	0.321	-0.127	32	31.77154484	26.48932893	36.92364471
32	32	15	0.345	-0.062	32	32.70456187	27.53125317	37.95684251
32.3	32.3	16	0.369	0.003	32.3	33.6337139	28.54818144	39.00644017
34	34	17	0.393	0.068	34	34.56303595	29.54484532	40.07668035
35	35	18	0.417	0.133	35	35.49631312	30.52559541	41.17163089
35.2	35.2	19	0.440	0.199	35.2	36.43720006	31.49454642	42.29530539
36	36	20	0.464	0.265	36	37.38932388	32.45569192	43.45177735
37	37	21	0.488	0.332	37	38.35637894	33.41300026	44.64529502
37	37	22	0.512	0.401	37	39.34222031	34.37050054	45.88040334
40	40	23	0.536	0.471	40	40.35096216	35.33236616	47.16207926
40	40	24	0.560	0.544	40	41.3870876	36.30300327	48.4958875
40	40	25	0.583	0.618	40	42.45557738	37.28715125	49.88816636
40	40	26	0.607	0.695	40	43.56206708	38.29000397	51.34625608
41.1	41.1	27	0.631	0.775	41.1	44.71304572	39.31736235	52.87878791
43	43	28	0.655	0.859	43	45.91611406	40.37583301	54.49606011
44	44	29	0.679	0.947	44	47.18032993	41.47309398	56.21054014
47.5	47.5	30	0.702	1.040	47.5	48.51668182	42.61825955	58.03755319
48	48	31	0.726	1.140	48	49.93875618	43.82239431	59.99625232
49	49	32	0.750	1.246	49	51.46370545	45.09925846	62.11102602
56	56	33	0.774	1.361	56	53.11369863	46.46642392	64.41360841
57.5	57.5	34	0.798	1.487	57.5	54.91817862	47.9470097	66.94636444
59.7	59.7	35	0.821	1.626	59.7	56.91753632	49.5725041	69.76763909
63	63	36	0.845	1.783	63	59.16942658	51.38761286	72.96095676
64	64	37	0.869	1.964	64	61.76039914	53.45918117	76.65196743
72	72	38	0.893	2.177	72	64.82932275	55.89415159	81.04258634
72.3	72.3	39	0.917	2.442	72.3	68.62070119	58.88041416	86.48872402
80.5	80.5	40	0.940	2.791	80.5	73.62991763	62.7980201	93.71211036
81.2	81.2	41	0.964	3.314	81.2	81.13688512	68.62748449	104.5788834
91.5	91.5	42	0.988	4.425	91.5	97.07350773	80.90535681	127.7456344

Annexe III.C: Ajustement à la loi Log Normal.

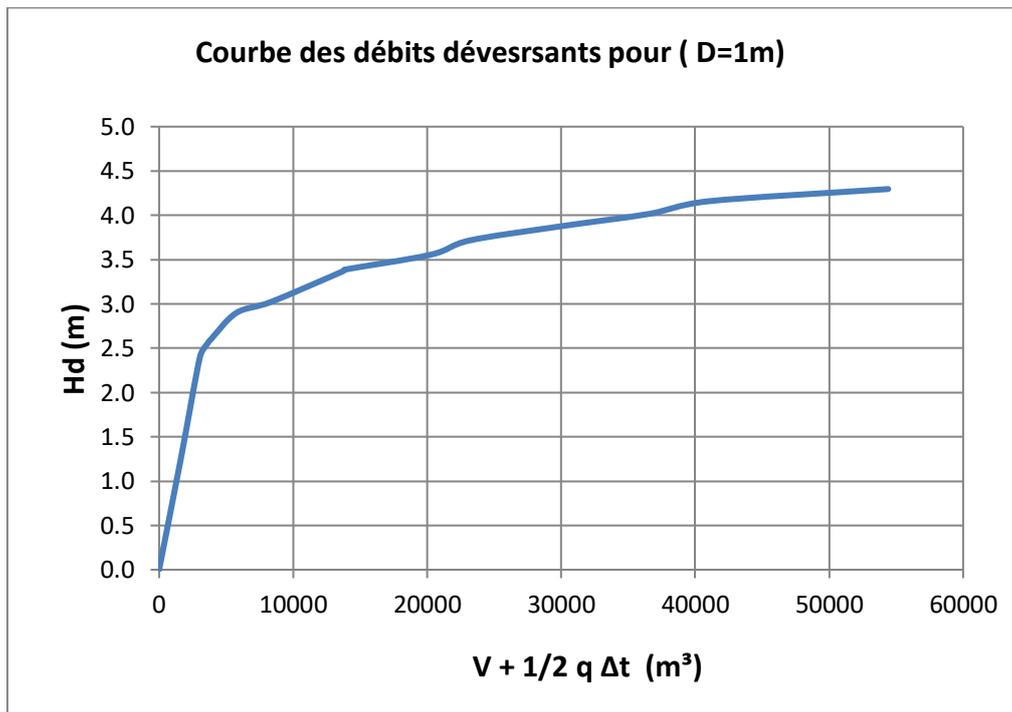
Taille n= 42		Moy.log(x-xo)= 1.583876128			I.C. à (en%)=95		U Gauss=1.9604	
xo= 0		E.T. log(x-xo)= 0.182387019						
Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
17	17	1	0.012	-2.261	17	14.84453132	11.03528292	18.23109902
20	20	2	0.036	-1.803	20	17.98894157	13.98145926	21.52400567
20	20	3	0.060	-1.559	20	19.93035386	15.84257411	23.54705975
20	20	4	0.083	-1.383	20	21.45815891	17.32297406	25.14032004
23	23	5	0.107	-1.242	23	22.76922253	18.60112087	26.51156513
24	24	6	0.131	-1.122	24	23.94661873	19.75292672	27.74818928
24	24	7	0.155	-1.016	24	25.03420506	20.81865076	28.89631257
26	26	8	0.179	-0.921	26	26.05840019	21.82259232	29.98378051
27.5	27.5	9	0.202	-0.833	27.5	27.03661185	22.78075688	31.02903705
27.6	27.6	10	0.226	-0.751	27.6	27.98110445	23.70439018	32.04518708
28	28	11	0.250	-0.674	28	28.900994	24.60180782	33.04208902
29	29	12	0.274	-0.601	29	29.80337042	25.47942745	34.02753154
31.5	31.5	13	0.298	-0.531	31.5	30.69397339	26.34239166	35.0079432
32	32	14	0.321	-0.463	32	31.57762345	27.19496535	35.98884653
32	32	15	0.345	-0.398	32	32.45851098	28.0408021	36.97516493
32.3	32.3	16	0.369	-0.334	32.3	33.34039969	28.88313082	37.97144132
34	34	17	0.393	-0.271	34	34.22677697	29.72489284	38.98200312
35	35	18	0.417	-0.210	35	35.12097108	30.56884742	40.01109447
35.2	35.2	19	0.440	-0.149	35.2	36.02624794	31.41765737	41.06298971
36	36	20	0.464	-0.089	36	36.94589633	32.27396272	42.14209791
37	37	21	0.488	-0.030	37	37.88330819	33.14044828	43.25306607
37	37	22	0.512	0.030	37	38.84224811	34.02008203	44.40111501
40	40	23	0.536	0.089	40	39.82777526	34.91693411	45.59318818
40	40	24	0.560	0.149	40	40.84446591	35.83452803	46.83585535
40	40	25	0.583	0.210	40	41.89727136	36.77662097	48.13635383
40	40	26	0.607	0.271	40	42.99186152	37.74749212	49.50304997
41.1	41.1	27	0.631	0.334	41.1	44.1348295	38.7520938	50.94575325
43	43	28	0.655	0.398	43	45.33396053	39.79624861	52.47613284
44	44	29	0.679	0.463	44	46.59859403	40.88691353	54.10828206
47.5	47.5	30	0.702	0.531	47.5	47.94012287	42.03254237	55.8595011
48	48	31	0.726	0.601	48	49.37269964	43.24359685	57.75140978
49	49	32	0.750	0.674	49	50.9142646	44.53328768	59.81157429
56	56	33	0.774	0.751	56	52.5880906	45.91868515	62.07596334
57.5	57.5	34	0.798	0.833	57.5	54.4251944	47.42244671	64.59279924
59.7	59.7	35	0.821	0.921	59.7	56.468273	49.07562792	67.42887529
63	63	36	0.845	1.016	63	58.77849335	50.92251312	70.68051014
64	64	37	0.869	1.122	64	61.44804293	53.0295091	74.4939156
72	72	38	0.893	1.242	72	64.62552043	55.50305493	79.10667673
72.3	72.3	39	0.917	1.383	72.3	68.57404971	58.53039473	84.94343123
80.5	80.5	40	0.940	1.559	80.5	73.8307441	62.49072588	92.88091982
81.2	81.2	41	0.964	1.803	81.2	81.79874562	68.36426633	105.2445835
91.5	91.5	42	0.988	2.261	91.5	99.12558529	80.71224087	133.3425583

Annexe IV.A : Granulométrie du filtre.



Annexe V.1 : Volumes et débits déversants (D=1 m)

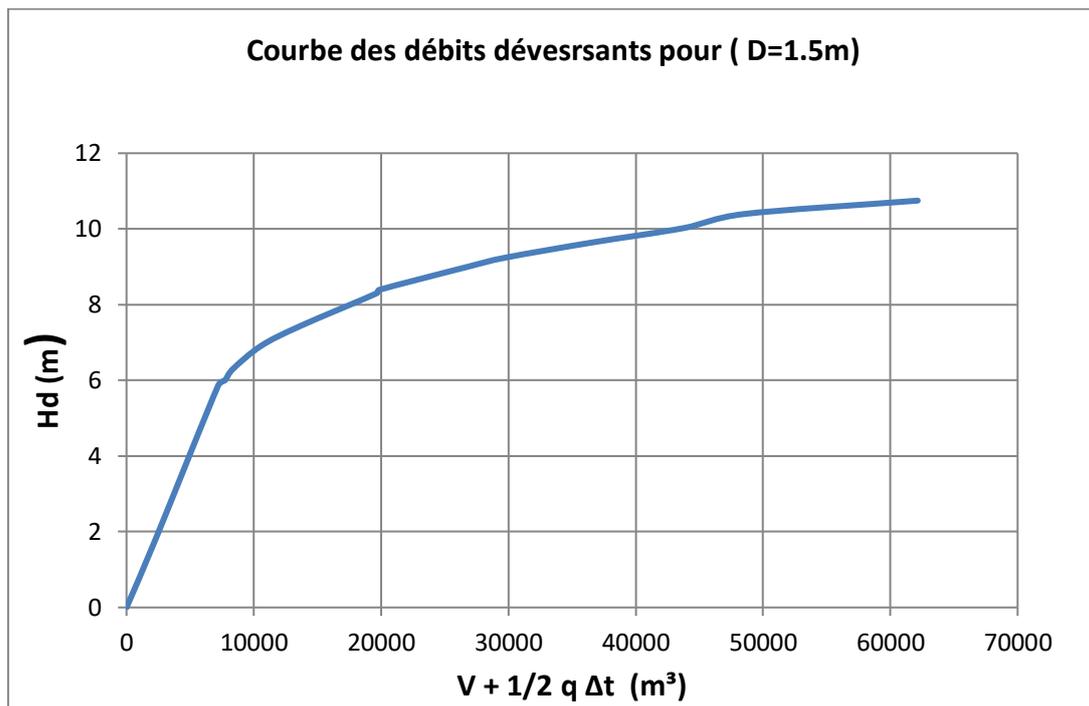
Courbe des débits déversant pour D= 1 m					
cotes (m)	Hd (m)	q (m³/s)	1/2 q Δt (m³)	V (m³)	V+1/2 q Δt (m³)
818	0	0.00	0.00	0	0.00
818.5	0.5	1.27	1523.04	120	1643.04
819	1	2.54	3046.08	167	3212.73
819.5	1.5	2.38	2853.72	540	3393.72
820	2	2.61	3133.58	799	3932.51
820.5	2.5	2.83	3390.43	2300	5690.43
821	3	3.02	3629.14	4757	8386.19
821.5	3.5	3.21	3853.09	9700	13553.09
822	4	3.39	4064.72	9783	13847.53
822.5	4.5	3.55	4265.87	16000	20265.87
823	5	3.71	4457.95	18690	23147.85
823.5	5.5	3.87	4642.09	25000	29642.09
824	6	4.02	4819.19	31759	36578.48
824.5	6.5	4.16	4990.02	36000	40990.02
825	7	4.30	5155.18	49255	54409.74



Annexe V.2 : Courbe des débits déversants (D=1 m)

Annexe V.3 : Volumes et débits déversants (D=1.5 m)

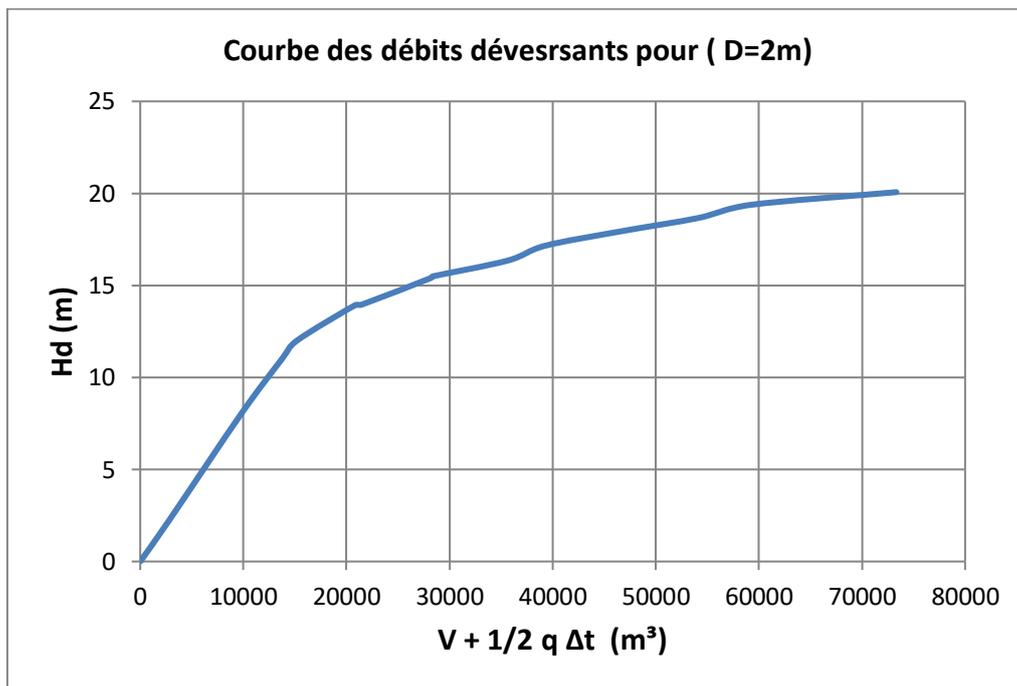
Courbe des débits déversant pour D= 1.5 m					
cotes (m)	Hd (m)	q (m³/s)	1/2 q Δt (m³/s)	V (m³)	V+1/2 q Δt (m³/s)
818	0	0.00	0.00	0	0.00
818.5	0.5	1.79	2153.00	120	2273.00
819	1	5.87	7039.93	167	7206.58
819.5	1.5	7.48	8980.86	540	9520.86
820	2	7.35	8820.00	799	9618.93
820.5	2.5	6.92	8298.97	2300	10598.97
821	3	7.44	8927.60	4757	13684.65
821.5	3.5	7.93	9514.78	9700	19214.78
822	4	8.39	10067.78	9783	19850.59
822.5	4.5	8.83	10591.94	16000	26591.94
823	5	9.24	11091.36	18690	29781.26
823.5	5.5	9.64	11569.24	25000	36569.24
824	6	10.02	12028.15	31759	43787.44
824.5	6.5	10.39	12470.18	36000	48470.18
825	7	10.75	12897.08	49255	62151.64



Annexe V.4 : Courbe des débits déversants (D=1.5 m)

Annexe V.5 : Volumes et débits déversants (D=2 m)

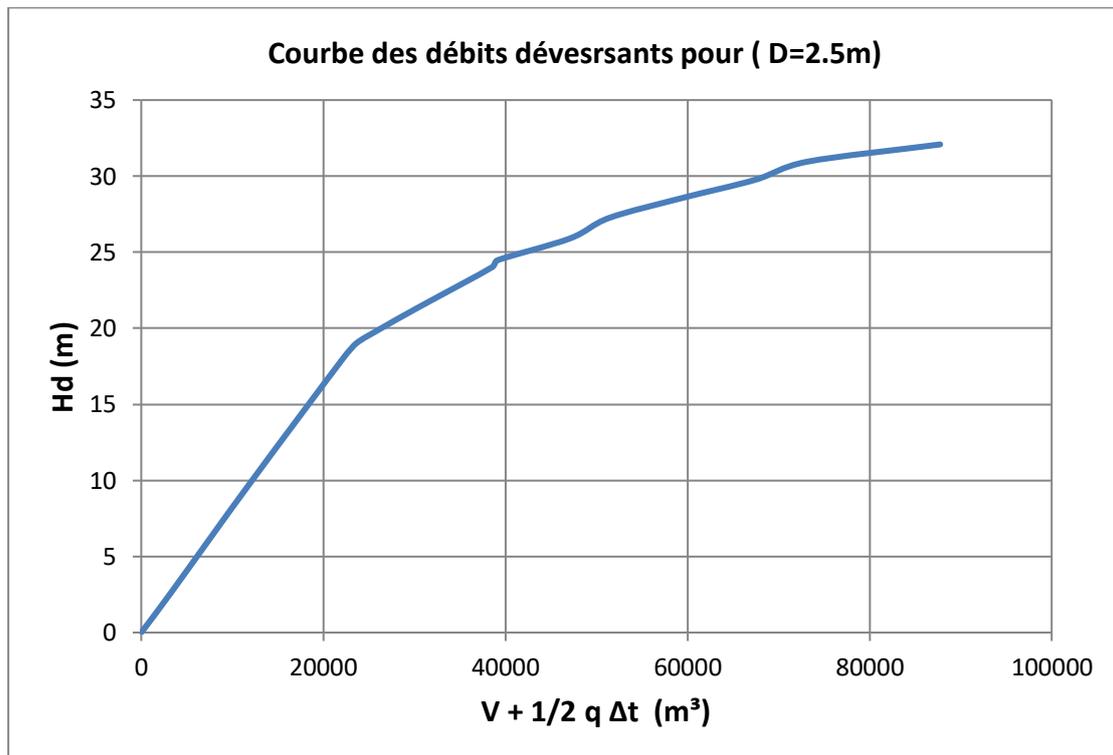
Courbe des débits déversant pour D= 2 m					
cotes (m)	Hd (m)	q (m³/s)	1/2 q Δt (m³/s)	V (m³)	V+1/2 q Δt (m³/s)
818	0	0.00	0.00	0	0.00
818.5	0.5	2.21	2649.42	120	2769.42
819	1	8.06	9670.70	167	9837.35
819.5	1.5	14.70	17637.00	540	18177.00
820	2	16.12	19341.41	799	20140.34
820.5	2.5	13.91	16692.00	4100	20792.00
821	3	13.63	16360.74	4757	21117.79
821.5	3.5	14.59	17512.67	9700	27212.67
822	4	15.49	18593.36	9783	28376.17
822.5	4.5	16.35	19614.60	16000	35614.60
823	5	17.15	20585.24	18690	39275.14
823.5	5.5	17.93	21512.13	25000	46512.13
824	6	18.67	22400.69	31759	54159.98
824.5	6.5	19.38	23255.34	36000	59255.34
825	7	20.07	24079.66	49255	73334.22



Annexe V.6 : Courbe des débits déversants (D=2 m)

Annexe V.7 : Volumes et débits déversants (D=2.5 m)

Courbe des débits déversant pour D= 2.5 m					
Cotes (m)	Hd (m)	Q (m³/s)	1/2 q Δt (m³/s)	V (m³)	V+1/2 q Δt (m³/s)
818	0	0.00	0.00	0	0.00
818.5	0.5	2.56	3070.98	120	3190.98
819	1	9.85	11817.59	167	11984.24
819.5	1.5	19.63	23560.30	540	24100.30
820	2	20.55	24660.00	799	25458.93
820.5	2.5	19.96	23956.47	2300	26256.47
821	3	21.35	25622.05	4757	30379.10
821.5	3.5	22.97	27562.86	9700	37262.86
822	4	24.48	29375.72	9783	39158.53
822.5	4.5	25.90	31083.03	16000	47083.03
823	5	27.25	32701.32	18690	51391.22
823.5	5.5	28.54	34243.21	25000	59243.21
824	6	29.77	35718.61	31759	67477.90
824.5	6.5	30.95	37135.44	36000	73135.44
825	7	32.08	38500.16	49255	87754.72



Annexe V.8 : Courbe des débits déversants (D=2.5 m)

Annexe V.9 : Laminage de la crue pour D= 1m

Laminage de crue par la méthode de Hendelblat (D = 1 m)					
Temps (heure)	Q (m³/s)	Qmoy (m³/s)	(Qmoy - q)Δt	V+1/2qΔt (m³)	q (m³/s)
0	0	0	0	0	0
0.21	0.104	0.052	9.135	140.000	0.04
0.42	0.417	0.260	128.835	149.135	0.09
0.63	0.938	0.677	421.155	277.970	0.12
0.84	1.667	1.302	802.935	699.125	0.24
1.05	2.604	2.135	933.975	1502.060	0.9
1.26	3.750	3.177	1419.075	2436.035	1.3
1.47	0.856	2.303	-111.193	3855.110	2.45
1.68	0.643	0.749	-1300.758	3743.917	2.47
1.89	0.469	0.556	-570.117	2443.159	1.31
2.1	0.329	0.399	-386.328	1873.043	0.91
2.31	0.221	0.275	-412.108	1486.714	0.82
2.52	0.139	0.180	-317.732	1074.607	0.6
2.73	0.080	0.110	-234.638	756.875	0.42
2.94	0.041	0.061	-226.223	522.237	0.36
3.15	0.017	0.029	-182.002	296.014	0.27
3.36	0.005	0.011	-14.173	114.013	0.03
3.57	0.001	0.003	-12.933	99.839	0.02
3.78	0	0.000	0	86.907	0

Annexe V.10 : Laminage de la crue pour D= 1.5m

Laminage de crue par la méthode de Hendelblat (D = 1.5 m)					
Temps (heure)	Q (m³/s)	Qmoy (m³/s)	(Qmoy - q)Δt	V+1/2qΔt (m³)	q (m³/s)
0	0.000	0	0	0	0
0.21	0.104	0.052	1.575	140.000	0.05
0.42	0.417	0.260	151.515	141.575	0.06
0.63	0.938	0.677	421.155	293.090	0.12
0.84	1.667	1.302	508.095	714.245	0.63
1.05	2.604	2.135	911.295	1222.340	0.93
1.26	3.750	3.177	1169.595	2133.635	1.63
1.47	0.856	2.303	-300.193	3303.230	2.7
1.68	0.643	0.749	-892.518	3003.037	1.93
1.89	0.469	0.556	-804.477	2110.519	1.62
2.1	0.329	0.399	-643.368	1306.043	1.25
2.31	0.221	0.275	-230.668	662.674	0.58
2.52	0.139	0.180	-234.572	432.007	0.49
2.73	0.080	0.110	-0.278	197.435	0.11
2.94	0.041	0.061	-14.543	197.157	0.08
3.15	0.017	0.029	-23.242	182.614	0.06
3.36	0.005	0.011	-29.293	159.373	0.05
3.57	0.001	0.003	-43.173	130.079	0.06
3.78	0.000	0.000	0	86.907	0

Annexe V.11 : Laminage de la crue pour D= 2m

Laminage de crue par la méthode de Hendelblat (D = 2 m)					
Temps (heure)	Q (m³/s)	Qmoy (m³/s)	(Qmoy - q)Δt	V+1/2qΔt (m³)	q (m³/s)
0	0.000	0	0	0	0
0.21	0.104	0.052	1.575	140.000	0.05
0.42	0.417	0.260	151.515	141.575	0.06
0.63	0.938	0.677	428.715	293.090	0.11
0.84	1.667	1.302	810.495	721.805	0.23
1.05	2.604	2.135	888.615	1532.300	0.96
1.26	3.750	3.177	836.955	2420.915	2.07
1.47	0.856	2.303	-685.753	3257.870	3.21
1.68	0.643	0.749	-1036.158	2572.117	2.12
1.89	0.469	0.556	-305.517	1535.959	0.96
2.1	0.329	0.399	-378.768	1230.443	0.9
2.31	0.221	0.275	-359.188	851.674	0.75
2.52	0.139	0.180	-22.892	492.487	0.21
2.73	0.080	0.110	-53.198	469.595	0.18
2.94	0.041	0.061	-75.023	416.397	0.16
3.15	0.017	0.029	-83.722	341.374	0.14
3.36	0.005	0.011	-67.093	257.653	0.1
3.57	0.001	0.003	-65.853	190.559	0.09
3.78	0.000	0.000	0	124.707	0

Annexe V.12 : Laminage de la crue pour D= 2.5m.

Laminage de crue par la méthode de Hendelblat (D = 2.5 m)					
Temps (heure)	Q (m³/s)	Qmoy (m³/s)	(Qmoy - q)Δt	V+1/2qΔt (m³)	q (m³/s)
0	0.000	0	0	0	0
0.21	0.104	0.052	1.575	139.000	0.05
0.42	0.417	0.260	113.715	140.575	0.11
0.63	0.938	0.677	353.115	254.290	0.21
0.84	1.667	1.302	734.895	607.405	0.33
1.05	2.604	2.135	722.295	1342.300	1.18
1.26	3.750	3.177	1388.835	2064.595	1.34
1.47	0.856	2.303	-753.793	3453.430	3.3
1.68	0.643	0.749	-1308.318	2699.637	2.48
1.89	0.469	0.556	-486.957	1391.319	1.2
2.1	0.329	0.399	-204.888	904.363	0.67
2.31	0.221	0.275	-200.428	699.474	0.54
2.52	0.139	0.180	-204.332	499.047	0.45
2.73	0.080	0.110	-151.478	294.715	0.31
2.94	0.041	0.061	-44.783	143.237	0.12
3.15	0.017	0.029	-11.902	98.454	0.045
3.36	0.005	0.011	-21.733	86.553	0.04
3.57	0.001	0.003	-24.273	64.819	0.035
3.78	0.000	0.000	0	40.547	0

Annexe VI : Calcul de stabilité

Calcul de stabilité pour R₁ = 21.16 m talus amont (fin de construction)														
Nt	b	h1	h2	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	dn	N.Tg(φ)	a Gn dn	
-5	2.116	0.36	0	-0.5	0.866025404	1.294992	1.12149597	-0.647496	1.9	0.76	20.31	0.457645268	3.94589242	
-4	2.116	1.44	0	-0.4	0.916515139	5.179968	4.747519091	-2.0719872	2.61	1.044	19.70	1.93730491	15.3100626	
-3	2.116	3.01	0	-0.3	0.953939201	10.827572	10.32884539	-3.2482716	2.63	1.052	19.11	4.214858856	31.0422151	
-2	2.116	4.32	0	-0.2	0.979795897	15.539904	15.22593418	-3.1079808	2.62	1.048	18.53	6.213198195	43.2157137	
-1	2.116	5.41	0	-0.1	0.994987437	19.460852	19.36330326	-1.9460852	2.64	1.056	17.98	7.901521142	52.4960882	
0	2.116	6.29	0	0	1	22.626388	22.626388	0	2.6	1.04	17.44	9.233077683	68.9435093	
1	2.116	6.95	0	0.1	0.994987437	25.00054	24.87522322	2.500054	2.65	1.06	16.9	10.15075267	63.453846	
2	2.116	7.4	0	0.2	0.979795897	26.61928	26.08146133	5.323856	2.62	1.048	16.44	10.64297839	65.6720297	
3	2.116	7.62	0	0.3	0.953939201	27.410664	26.14810693	8.2231992	2.61	1.044	16.95	10.67017425	69.7159189	
4	2.116	7.6	0	0.4	0.916515139	27.33872	25.05635076	10.935488	2.59	1.036	17.48	10.2246648	71.6834407	
5	2.116	7.4	0	0.5	0.866025404	26.61928	23.05297271	13.30964	2.58	1.032	18.02	9.40715274	71.9557056	
6	2.116	6.67	0	0.6	0.8	23.993324	19.1946592	14.3959944	2.57	1.028	18.57	7.832703103	66.8632706	
7	2.116	5.62	0	0.7	0.714142843	20.216264	14.43730024	14.1513848	2.57	1.028	19.15	5.891382871	58.0799673	
8	2.116	3.98	0	0.8	0.6	14.316856	8.5901136	11.4534848	2.57	1.0288	19.74	3.505340144	42.4034688	
9	2.116	1.17	0	0.9	0.435889894	4.208724	1.83454026	3.7878516	1.78	0.712	20.35	0.748614968	12.8508674	
									73.059132		15.0168		99.03137	737.631996

Fas	Fss
1.06	1.56

Calcul de stabilité pour $R_2 = 20.17$ m talus amont (fin de construction)

Nt	b	h1	h2	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	dn	N.Tg(ϕ)	a Gn dn	
-5	2.017	0.72	0	-0.5	0.866025404	2.468808	2.138050445	-1.234404	2.1	0.84	19.36	0.872467397	7.17060346	
-4	2.017	2.46	0	-0.4	0.916515139	8.435094	7.73089135	-3.3740376	2.71	1.084	18.78	3.154720073	23.764575	
-3	2.017	3.95	0	-0.3	0.953939201	13.544155	12.9203004	-4.0632465	2.73	1.092	18.21	5.272345605	37.0138085	
-2	2.017	5.21	0	-0.2	0.979795897	17.864569	17.50363141	-3.5729138	2.72	1.088	17.67	7.142650809	47.3561226	
-1	2.017	6.25	0	-0.1	0.994987437	21.430625	21.32320264	-2.1430625	2.74	1.096	17.14	8.701291009	55.1048931	
0	2.017	7.08	0	0	1	24.276612	24.276612	0	2.7	1.08	16.62	9.906479305	70.510934	
1	2.017	7.71	0	0.1	0.994987437	26.436819	26.30430278	2.6436819	2.75	1.1	16.12	10.73391259	63.959932	
2	2.017	8.19	0	0.2	0.979795897	28.082691	27.51530542	5.6165382	2.72	1.088	15.67	11.22808256	66.0409163	
3	2.017	8.35	0	0.3	0.953939201	28.631315	27.31253377	8.5893945	2.71	1.084	16.16	11.14533818	69.4134979	
4	2.017	8.33	0	0.4	0.916515139	28.562737	26.17818087	11.4250948	2.69	1.076	16.66	10.68244642	71.3889052	
5	2.017	8.05	0	0.5	0.866025404	27.602645	23.90459178	13.8013225	2.68	1.072	17.17	9.754670206	71.1229671	
6	2.017	7.45	0	0.6	0.8	25.545305	20.436244	15.327183	2.67	1.068	17.71	8.339352636	67.8576045	
7	2.017	6.5	0	0.7	0.714142843	22.28785	15.91670856	15.601495	2.67	1.068	18.25	6.495080284	61.0356922	
8	2.017	4.88	0	0.8	0.6	16.733032	10.0398192	13.3864256	2.67	1.0688	18.82	4.096916865	47.2409481	
9	2.017	1.96	0	0.9	0.435889894	6.720644	2.929460803	6.0485796	1.88	0.752	19.4	1.195415687	19.5606427	
									78.0520507		15.6568		108.72117	778.542043

Fas	Fss
1.08	1.59

Calcul de stabilité pour R₃ = 18.19 m talus amont (fin de construction)

Nt	b	h1	h2	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	dn	N.Tg(φ)	a Gn dn
-4	1.819	0.98	0	-0.4	0.916515139	3.030454	2.777456969	-1.2121816	1.93	0.77066667	16.94	1.13338797	7.69971449
-3	1.819	2.32	0	-0.3	0.953939201	7.174136	6.843689567	-2.1522408	2.56	1.02266667	16.43	2.792682482	17.6810587
-2	1.819	3.45	0	-0.2	0.979795897	10.668435	10.45288884	-2.133687	2.55	1.01866667	15.94	4.265476871	25.504165
-1	1.819	4.38	0	-0.1	0.994987437	13.544274	13.47638247	-1.3544274	2.57	1.02666667	15.46	5.499264234	31.4078248
0	1.819	5.13	0	0	1	15.863499	15.863499	0	2.53	1.01066667	15.00	6.473367229	41.5522147
1	1.819	5.7	0	0.1	0.994987437	17.62611	17.53775802	1.762611	2.58	1.03066667	14.55	7.156576743	38.4575907
2	1.819	6.08	0	0.2	0.979795897	18.801184	18.42132294	3.7602368	2.55	1.01866667	14.14	7.517130254	39.8736846
3	1.819	6.27	0	0.3	0.953939201	19.388721	18.49566103	5.8166163	2.54	1.01466667	14.58	7.547465157	42.3914817
4	1.819	6.25	0	0.4	0.916515139	19.326875	17.71337353	7.73075	2.52	1.00666667	15.03	7.228239603	43.5631564
5	1.819	6	0	0.5	0.866025404	18.5538	16.06806214	9.2769	2.51	1.00266667	15.49	6.556842653	43.1140517
6	1.819	5.46	0	0.6	0.8	16.883958	13.5071664	10.1303748	2.50	0.99866667	15.97	5.511826132	40.4472031
7	1.819	4.6	0	0.7	0.714142843	14.22458	10.158382	9.957206	2.50	0.99866667	16.46	4.145298407	35.1303075
8	1.819	3.5	0	0.8	0.6	10.82305	6.49383	8.65844	2.50	0.99946667	16.97	2.64991641	27.5562699
9	1.819	0.83	0	0.9	0.435889894	2.566609	1.118758926	2.3099481	1.03	0.41284	17.50	0.456528372	6.73687894
									52.5505462			68.9340025	441.115602

Fas	Fss
1.08	1.57

Calcul de stabilité pour R₁ =19.04 m talus aval (fin de construction)

Nt	b	h1	h2	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	dn	N.Tg(φ)	a Gn dn	
-6	1.904	0.52		-0.6	0.8	1.683136	1.3465088	-1.0098816	2.21	0.884	18.28	0.549465533	4.61475496	
-5	1.904	1.87	0	-0.5	0.866025404	6.052816	5.24189242	-3.026408	5.33	2.13306667	17.73	2.139042251	16.0975077	
-4	1.904	3.52	0	-0.4	0.916515139	11.393536	10.44234823	-4.5574144	5.32	2.12906667	17.20	4.261175598	29.3921553	
-3	1.904	4.93	0	-0.3	0.953939201	15.957424	15.22241231	-4.7872272	5.56	2.22506667	16.68	6.211761036	39.930746	
-2	1.904	6.11	0	-0.2	0.979795897	19.776848	19.37727453	-3.9553696	5.55	2.22106667	16.18	7.907222355	48.0035603	
-1	1.904	7.09	0	-0.1	0.994987437	22.948912	22.83387914	-2.2948912	5.57	2.22906667	15.70	9.317747926	54.0318961	
0	1.904	7.88	0	0	1	25.505984	25.505984	0	5.83	2.33306667	15.23	10.4081452	69.9312867	
1	1.904	8.47	0	0.1	0.994987437	27.415696	27.2782731	2.7415696	5.63	2.25306667	14.77	11.13135754	60.7338555	
2	1.904	8.88	0	0.2	0.979795897	28.742784	28.16206183	5.7485568	5.65	2.26106667	14.80	11.49200238	63.8064006	
3	1.904	9.08	0	0.3	0.953939201	29.390144	28.0364105	8.8170432	5.59	2.23706667	15.26	11.44072824	67.2613213	
4	1.904	9.06	0	0.4	0.916515139	29.325408	26.87718039	11.7301632	5.52	2.20906667	15.73	10.96768492	69.1888337	
5	1.904	8.86	0	0.5	0.866025404	28.678048	24.8359181	14.339024	5.51	2.20506667	16.22	10.13471355	69.7541096	
6	1.904	8.23	0	0.6	0.8	26.638864	21.3110912	15.9833184	5.50	2.20106667	16.72	8.696348731	66.7981106	
7	1.904	7.11	0	0.7	0.714142843	23.013648	16.43503201	16.1095536	5.50	2.20106667	17.23	6.706590873	59.4924987	
8	1.904	5.77	0	0.8	0.6	18.676336	11.2058016	14.9410688	5.50	2.20186667	17.77	4.572715569	49.7733289	
9	1.904	3.37	0	0.9	0.435889894	10.908016	4.754693942	9.8172144	2.03	0.81284	18.32	1.940232728	29.9694685	
									80.59632		32.736573		117.876934	798.779834

Fas	Fss
1.23	1.87

Calcul de stabilité pour R₂ =20.65 m talus aval (fin de construction)

Nt	b	h1	h2	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	dn	N.Tg(φ)	a Gn dn
-3	2.065	1.13	0	-0.3	0.953939201	3.966865	3.78414803	-1.1900595	1.98	0.792	19.82	1.544185167	11.7958698
-2	2.065	2.42	0	-0.2	0.979795897	8.49541	8.323767862	-1.699082	2.51	1.002666667	19.23	3.396653292	24.5040926
-1	2.065	3.48	0	-0.1	0.994987437	12.21654	12.15530382	-1.221654	2.55	1.018666667	18.65	4.960175901	34.1801715
0	2.065	4.34	0	0	1	15.23557	15.23557	0	2.56	1.022666667	18.09	6.217130253	45.304491
1	2.065	4.98	0	0.1	0.994987437	17.48229	17.39465892	1.748229	3.28	1.310666667	17.55	7.098182754	46.0222456
2	2.065	5.36	0	0.2	0.979795897	18.81628	18.43611394	3.763256	3.47	1.386666667	16.55	7.523165969	46.7036217
3	2.065	5.76	0	0.3	0.953939201	20.22048	19.28910854	6.066144	3.27	1.306666667	17.06	7.871244744	51.7412027
4	2.065	5.61	0	0.4	0.916515139	19.693905	18.04976208	7.877562	3.05	1.218666667	17.59	7.365508601	51.9523459
5	2.065	5.34	0	0.5	0.866025404	18.74607	16.23457284	9.373035	2.82	1.126666667	18.13	6.624790143	50.9814078
6	2.065	4.71	0	0.6	0.8	16.534455	13.227564	9.920673	2.52	1.008	18.69	5.397729676	46.3574715
7	2.065	3.69	0	0.7	0.714142843	12.953745	9.25082428	9.0676215	2.50	1	19.27	3.774954235	37.4415194
8	2.065	2.08	0	0.8	0.6	7.30184	4.381104	5.841472	1.87	0.748	19.87	1.787783077	21.7579863
									49.547197			63.5615038	468.742426
										12.941333			

Fas	Fss
1.07	1.54

Calcul de stabilité pour R₃ =21.61 m talus aval (fin de construction)

Nt	b	h1	h2	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	dn	N.Tg(φ)	a Gn dn	
-6	2.161	0.52		-0.6	0.8	1.910324	1.5282592	-1.1461944		0	20.75	0.623631837	#VALEUR!	
-5	2.161	1.43	0	-0.5	0.866025404	5.253391	4.549570062	-2.6266955	1.19	0.476	20.75	1.856528484	15.2578648	
-4	2.161	2.95	0	-0.4	0.916515139	10.837415	9.932654915	-4.334966	2.29	0.916	20.13	4.053186679	30.5382099	
-3	2.161	4.55	0	-0.3	0.953939201	16.715335	15.94541332	-5.0146005	2.82	1.128	19.52	6.506793744	45.6882675	
-2	2.161	5.89	0	-0.2	0.979795897	21.638093	21.20091474	-4.3276186	2.81	1.124	18.94	8.651389377	57.3694019	
-1	2.161	6.49	0	-0.1	0.994987437	23.842313	23.72280191	-2.3842313	2.83	1.132	18.37	9.680487794	61.3170791	
0	2.161	7.9	0	0	1	29.02223	29.02223	0	2.89	1.156	17.82	11.84300844	84.2917005	
1	2.161	8.28	0	0.1	0.994987437	30.418236	30.26576268	3.0418236	3.18	1.272	17.28	12.35045284	73.6055509	
2	2.161	9.43	0	0.2	0.979795897	34.642991	33.94306045	6.9285982	2.81	1.124	16.80	13.85103596	81.4658129	
3	2.161	9.26	0	0.3	0.953939201	34.018462	32.45154447	10.2055386	2.80	1.12	17.32	13.24239782	82.4713218	
4	2.161	9.23	0	0.4	0.916515139	33.908251	31.07742538	13.5633004	2.78	1.112	17.85	12.68166544	84.746532	
5	2.161	8.9	0	0.5	0.866025404	32.69593	28.31550598	16.347965	2.77	1.108	18.40	11.55461784	84.2439083	
6	2.161	8.29	0	0.6	0.8	30.454973	24.3639784	18.2729838	2.76	1.104	18.97	9.942130632	80.8967913	
7	2.161	6.97	0	0.7	0.714142843	25.605689	18.28611954	17.9239823	2.76	1.104	19.56	7.461958232	70.1193384	
8	2.161	6.16	0	0.8	0.6	22.629992	13.5779952	18.1039936	2.76	1.1048	20.17	5.540729014	63.8872228	
9	2.161	2.06	0	0.9	0.435889894	7.567822	3.298737132	6.8110398	1.03	0.41284	20.79	1.346105096	22.0256525	
									92.5111134		15.39364		130.562487	937.924655

Fas	Fss
1.08	1.58

Calcul de stabilité pour $R_1 = 19.87$ m talus aval (retenue pleine)

Nt	b	h1	h2	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	dn	N.Tg(φ)	a Gn dn	
-6	1.987	0	1.17	-0.6	0.8	4.64958	3.719664	-2.789748	1.32	0.528	19.08	1.517871375	12.4168336	
-5	1.987	0	2.48	-0.5	0.866025404	9.85552	8.535130688	-4.92776	2.19	0.876	18.69	3.482903443	25.7930533	
-4	1.987	0	4.15	-0.4	0.916515139	16.4921	15.11525932	-6.59684	2.33	0.9336	18.32	6.168035461	42.2985273	
-3	1.987	0	5.62	-0.3	0.953939201	22.33388	21.30516365	-6.700164	2.86	1.1456	17.95	8.693929895	56.1357515	
-2	1.987	0.5	6.52	-0.2	0.979795897	27.59943	27.04180828	-5.519886	2.85	1.1416	17.59	11.03486409	67.9831919	
-1	1.987	0.71	7.17	-0.1	0.994987437	30.891889	30.73704146	-3.0891889	2.87	1.1496	17.24	12.54276607	74.5713456	
0	1.987	0.66	8.05	0	1	34.220114	34.220114	0	2.93	1.1736	16.90	13.96409232	91.3857726	
1	1.987	0.82	8.51	0.1	0.994987437	36.588618	36.40521525	3.6588618	3.18	1.272	16.56	14.85575959	84.8253522	
2	1.987	0.4	8.71	0.2	0.979795897	35.9647	35.2380655	7.19294	2.85	1.1416	15.44	14.37948453	77.7641728	
3	1.987	1.38	8.58	0.3	0.953939201	38.758422	36.97317813	11.6275266	2.84	1.1376	15.92	15.08752638	86.3967622	
4	1.987	1.83	8.11	0.4	0.916515139	38.410697	35.2039853	15.3642788	2.82	1.1296	16.41	14.36557753	88.2697373	
5	1.987	2.34	7.31	0.5	0.866025404	36.954226	32.00329849	18.477113	2.81	1.1256	16.92	13.05948352	87.5491678	
6	1.987	2.85	6.21	0.6	0.8	34.305555	27.444444	20.583333	2.80	1.1216	17.45	11.19916636	83.7877691	
7	1.987	3.35	4.72	0.7	0.714142843	30.073245	21.47659268	21.0512715	2.80	1.1216	17.99	8.763884389	75.7224637	
8	1.987	3.84	2.67	0.8	0.6	23.581716	14.1490296	18.8653728	2.81	1.1224	18.54	5.773749192	61.2136271	
9	1.987	3.81	0	0.9	0.435889894	12.869799	5.609815326	11.5828191	1.03	0.41284	19.11	2.289179373	34.440761	
									101.569678		16.00484		155.660402	1038.13746

Fas	Fss
1.12	1.69

Calcul de stabilité pour R₂ =20.5 m talus aval (retenue pleine)

Nt	b	h1	h2	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	dn	N.Tg(φ)	a Gn dn	
-3	2.05	0.15	0.86	-0.3	0.953939201	4.04875	3.862261342	-1.214625	1.76	0.704	18.52	1.576060616	10.4991059	
-2	2.05	0.38	1.97	-0.2	0.979795897	9.4013	9.211355168	-1.88026	2.54	1.01733333	18.15	3.758848201	23.891606	
-1	2.05	0.48	2.86	-0.1	0.994987437	13.3988	13.33163767	-1.33988	2.62	1.04933333	17.79	5.440198686	33.369478	
0	2.05	0.65	3.54	0	1	16.77925	16.77925	0	2.65	1.06133333	17.43	6.847054807	39.6258768	
1	2.05	0.82	4.02	0.1	0.994987437	19.3397	19.24275854	1.93397	2.67	1.068	17.08	7.852330845	46.2578446	
2	2.05	1.04	4.22	0.2	0.979795897	20.9264	20.50360086	4.18528	2.61	1.044	15.93	8.366838734	46.682449	
3	2.05	1.39	4.09	0.3	0.953939201	21.61315	20.61763105	6.483945	2.57	1.02933333	16.43	8.413370669	49.7056139	
4	2.05	1.86	3.6	0.4	0.916515139	21.2421	19.46870623	8.49684	2.56	1.02533333	16.94	7.944532598	43.168435	
5	2.05	2.39	2.58	0.5	0.866025404	18.90715	16.37407221	9.453575	2.65	1.06133333	17.46	6.681715205	46.2136186	
6	2.05	3.08	1.65	0.6	0.8	17.4988	13.99904	10.49928	2.44	0.97733333	18.00	5.712543417	44.0940956	
7	2.05	3.42	0.12	0.7	0.714142843	12.4107	8.86301258	8.68749	2.38	0.95333333	18.56	3.616701157	32.2401249	
8	2.05	0	1.95	0.8	0.6	7.995	4.797	6.396	1.93	0.772	19.13	1.957496426	21.4115038	
									51.701615		11.762667		68.1676914	394.348184

Fas	Fss
1.1	1.55

Calcul de stabilité pour R₃ =21.11 m talus aval (retenue pleine)

Nt	b	h1	h2	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	dn	N.Tg(φ)	a Gn dn
-5	2.111	0	1.01	-0.5	0.866025404	4.26422	3.692922847	-2.13211	1.32	0.5412	19.86	1.506959199	11.8564092
-4	2.111	0	2.57	-0.4	0.916515139	10.85054	9.944684176	-4.340216	2.69	1.1029	19.46	4.058095421	29.5658933
-3	2.111	0.15	3.98	-0.3	0.953939201	17.341865	16.54308485	-5.2025595	2.70	1.10727333	19.07	6.75068365	46.3085871
-2	2.111	0.32	5.12	-0.2	0.979795897	22.765024	22.30507711	-4.5530048	2.69	1.10317333	18.69	9.101961378	59.574433
-1	2.111	0.49	6.04	-0.1	0.994987437	27.259343	27.12270383	-2.7259343	2.71	1.11137333	18.32	11.06787488	69.9090282
0	2.111	0.66	6.74	0	1	30.824822	30.824822	0	2.77	1.13597333	17.95	12.57858639	87.4556918
1	2.111	0.84	7.23	0.1	0.994987437	33.539568	33.37144881	3.3539568	3.18	1.3038	17.59	13.61778023	82.609025
2	2.111	1.08	7.43	0.2	0.979795897	35.245256	34.53315722	7.0490512	2.69	1.10317333	16.41	14.09183486	80.964409
3	2.111	1.46	7.27	0.3	0.953939201	35.933442	34.27831897	10.7800326	2.68	1.09907333	16.92	13.98784383	85.0982376
4	2.111	1.96	6.75	0.4	0.916515139	35.532352	32.56593853	14.2129408	2.66	1.09087333	17.44	13.28907823	86.7508958
5	2.111	2.51	5.9	0.5	0.866025404	33.917437	29.37336207	16.9587185	2.65	1.08677333	17.98	11.98629378	85.3692184
6	2.111	2.98	4.74	0.6	0.8	30.706606	24.5652848	18.4239636	2.64	1.08267333	18.53	10.02427709	79.6779883
7	2.111	3.54	3.18	0.7	0.714142843	26.129958	18.66052249	18.2909706	2.64	1.08267333	19.11	7.614739646	69.8994118
8	2.111	4.01	1	0.8	0.6	18.612687	11.1676122	14.8901496	2.64	1.08349333	19.70	4.557131743	51.3301046
9	2.111	0	1.86	0.9	0.435889894	7.85292	3.423008469	7.067628	1.03	0.423161	20.31	1.396816103	22.326596
									92.0735871	15.457588		135.629956	948.695929

Fas	Fss
1.10	1.64

Calcul de stabilité pour R₁ =18.99 m talus amont (Vidange rapide)

b	h1	h2	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	dn	N.Tg(φ)	a Gn dn	
1.899	0	1.65	-0.4	0.916515139	6.2667	5.743525422	-2.50668	1.02	0.408	17.51	2.343742023	16.4580551	
1.899	0	3.05	-0.3	0.953939201	11.5839	11.05033632	-3.47517	2.73	1.0904	17.16	4.509275348	29.8140162	
1.899	0	4.24	-0.2	0.979795897	16.10352	15.77816283	-3.220704	2.72	1.0864	16.82	6.43854437	40.6174427	
1.899	0	5.31	-0.1	0.994987437	20.16738	20.06628974	-2.016738	2.74	1.0944	16.48	8.188386585	49.8502473	
1.899	0	6	0	1	22.788	22.788	0	2.80	1.1184	16.15	9.299026174	62.3151533	
1.899	0	6.6	0.1	0.994987437	25.0668	24.94115109	2.50668	3.18	1.272	15.83	10.17765564	59.5071132	
1.899	0	7	0.2	0.979795897	26.586	26.04885372	5.3172	2.72	1.0864	14.76	10.62967231	58.8635481	
1.899	0	7.2	0.3	0.953939201	27.3456	26.08603983	8.20368	2.71	1.0824	15.22	10.64484672	62.4179007	
1.899	0	7.18	0.4	0.916515139	27.26964	24.99303789	10.907856	2.69	1.0744	15.69	10.19882893	64.1696059	
1.899	0.25	6.66	0.5	0.866025404	26.101755	22.60478291	13.0508775	2.68	1.0704	16.17	9.224261365	63.3210258	
1.899	1.36	4.99	0.6	0.8	23.342508	18.6740064	14.0055048	2.67	1.0664	16.67	7.620241982	58.3786456	
1.899	2.45	3.01	0.7	0.714142843	19.341315	13.81246168	13.5389205	2.67	1.0664	17.19	5.636406998	49.8678635	
1.899	2.32	0.61	0.8	0.6	9.806436	5.8838616	7.8451488	2.67	1.0672	17.72	2.401008558	26.0659902	
1.899	1.2	0	0.9	0.435889894	3.87396	1.688620015	3.486564	0.97	0.388	18.27	0.689069761	10.615646	
								67.6431396		13.9712		98.0009668	652.262254

Fas	Fss
1.11	1.66

Calcul de stabilité pour R₂ =20.81 m talus amont (Vidange rapide)

Nt	b	h1	h2	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	dn	N.Tg(φ)	a Gn dn	
-5	2.081	0	1.27	-0.5	0.866025404	5.28574	4.577585118	-2.64287	1.33	0.528	19.58	1.867960498	15.5226707	
-4	2.081	0	2.96	-0.4	0.916515139	12.31952	11.29102659	-4.927808	1.02	0.408	19.19	4.607493056	35.4552466	
-3	2.081	0	4.49	-0.3	0.953939201	18.68738	17.82662435	-5.606214	2.86	1.14373333	18.80	7.274453505	52.7061406	
-2	2.081	0	5.79	-0.2	0.979795897	24.09798	23.61110193	-4.819596	2.85	1.13973333	18.43	9.634906744	66.606945	
-1	2.081	0	6.89	-0.1	0.994987437	28.67618	28.53243884	-2.867618	2.87	1.14773333	18.06	11.64314094	77.6758919	
0	2.081	0	7.72	0	1	32.13064	32.13064	0	2.93	1.17173333	17.70	13.11144736	96.283961	
1	2.081	0	8.37	0.1	0.994987437	34.83594	34.66132266	3.483594	3.18	1.272	17.34	14.14413492	90.624294	
2	2.081	0	8.81	0.2	0.979795897	36.66722	35.92639171	7.333444	2.85	1.13973333	16.18	14.6603676	88.9648673	
3	2.081	0	9.03	0.3	0.953939201	37.58286	35.85176346	11.274858	2.84	1.13573333	16.68	14.62991429	94.0066644	
4	2.081	0	9.01	0.4	0.916515139	37.49962	34.36896944	14.999848	2.82	1.12773333	17.19	14.02483528	96.6994379	
5	2.081	0.24	8.48	0.5	0.866025404	36.142808	31.30058989	18.071404	2.81	1.12373333	17.72	12.77273147	96.0831514	
6	2.081	1.44	6.66	0.6	0.8	32.813208	26.2505664	19.6879248	2.80	1.11973333	18.27	10.71198456	89.9295263	
7	2.081	2.56	4.51	0.7	0.714142843	27.827132	19.87254715	19.4789924	2.80	1.11973333	18.84	8.109326669	78.6231298	
8	2.081	3.55	2.12	0.8	0.6	21.382275	12.829365	17.10582	2.80	1.12053333	19.42	5.235237886	62.282216	
9	2.081	2.25	0	0.9	0.435889894	7.959825	3.469607278	7.1638425	0.98	0.388	20.02	1.41583153	23.9024232	
									97.7356217		15.085867		143.843766	1065.36657

Fas	Fss
1.09	1.63

Calcul de stabilité pour R₃ =22.35 m talus amont (Vidange rapide)

Nt	b	h1	h2	sin a	cos a	G	N	T	dli	c.dli	dn	N.Tg(φ)	a Gn dn	
-5	2.235	0	1.36	-0.5	0.866025404	6.0792	5.264741635	-3.0396	2.21	0.884	21.03	2.148366257	19.1739913	
-4	2.235	0	2.5	-0.4	0.916515139	11.175	10.24205668	-4.47	3.12	1.248	20.61	4.179443265	34.5413814	
-3	2.235	0	4	-0.3	0.953939201	17.88	17.05643292	-5.364	3.10	1.24	20.19	6.960163954	54.1608861	
-2	2.235	0	5.39	-0.2	0.979795897	24.0933	23.60651649	-4.81866	3.12	1.248	19.79	9.633035576	71.5221582	
-1	2.235	0	6.55	-0.1	0.994987437	29.2785	29.13173968	-2.92785	3.14	1.256	19.39	11.88769571	85.1763883	
0	2.235	0	0.48	0	1	2.1456	2.1456	0	3.20	1.28	19.01	0.87554812	6.11709513	
1	2.235	0	8.18	0.1	0.994987437	36.5646	36.38131764	3.65646	3.18	1.272	18.63	14.84600777	102.160586	
2	2.235	0	8.65	0.2	0.979795897	38.6655	37.88429826	7.7331	3.12	1.248	17.37	16.034561	100.755701	
3	2.235	0	8.89	0.3	0.953939201	39.7383	37.90792217	11.92149	3.11	1.244	17.91	16.789352	106.75385	
4	2.235	0	8.86	0.4	0.916515139	39.6042	36.29784887	15.84168	3.09	1.236	18.46	14.81194693	109.684125	
5	2.235	0	8.54	0.5	0.866025404	38.1738	33.05948056	19.0869	3.08	1.232	19.03	14.643529	108.992393	
6	2.235	1.1	6.77	0.6	0.8	34.44135	27.55308	20.66481	3.07	1.228	19.62	11.24349711	101.376952	
7	2.235	2.34	4.42	0.7	0.714142843	28.64823	20.45892841	20.053761	3.07	1.228	20.23	8.348609392	86.933091	
8	2.235	3.42	1.58	0.8	0.6	20.05689	12.034134	16.045512	3.07	1.2288	20.86	4.910730518	62.7450089	
9	2.235	1.6	0	0.9	0.435889894	6.0792	2.649861846	5.47128	1.87	0.748	21.50	1.081320636	19.6060583	
									99.854883		17.8208		138.393807	1069.69967

Fas	Fss
1.1	1.56

Annexe VII : Devis estimatif total de la retenue

LA DIGUE					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Décapage de la couche de terre végétale	m ³	3299.63	250	824 907
2	Enrochement	m ³	413.37	4000	1 653 486
3	Gravier	m ³	702.73	400	281 092
4	Transition des drains et filtres	m ³	340.38	1100	374 413
5	Bitume-gravier	m ³	373.95	15000	5 609 250
6	Remblai en argile compacté	m ³	46253.52	450	20 814 084
7	Fouille	m ³	782.85	350	273 997
L'EVACUATEUR DE CRUES					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	98730	350	34 555 500
2	Remblai	m ³	8960	420	3 763 200
3	Béton armé 350 kg/m ³	m ³	2305	30000	69 150 000
4	Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	1020	15000	15 300 000
5	Enrochements	m ³	160	4000	640 000
6	Sable	m ³	741	1000	471 000
7	Joint Water stop	ml	1056	450	475 200

Annexe VII : Devis estimatif total de la retenue (suite).

DERIVATION ET VIDANGE DE FOND					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	4980	350	1 743 000
2	Remblai	m ³	150	420	630 000
3	Béton 350 kg/m ³	m ³	960	30000	28 800 000
4	Béton de propreté 150 kg/m ³	m ³	22	15000	330 000
5	Béton de fondation 250 kg/m ³	ml	182	16000	2 912 000
6	Enrochements	m ³	81	4000	324 000
7	Conduite métallique Ø1500	ml	119	55000	6 545 000
8	Conduite métallique Ø350	ml	65	35000	2 275 000
9	Joint Water stop	ml	254	450	114 300
10	Vanne Ø 1500	u	2	65000	130 000
11	Vanne Ø350	u	2	50000	100 000
13	Grille	u	1	3500	3 500
Montant totale du barrage : 198 092 931 DA					