

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'AVANT PROJET DETAILLE DE LA DIGUE DU
BARRAGE BIBETA. WILAYA D'EL-TARF**

Présenté par :

M^r SOUANI Lamine

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r M. HASSANE	M C.B	Président
M ^{eme} A. ADDOU	M A.A	Examinatrice
M ^r A. HADJ SADOK	M C.B	Examineur
M ^r A. HEBBOUCHE	M A.A	Examineur
M ^r R. REKROUK	M A.B	Examineur
M ^r D.M. BENSALAH	M A.A	Promoteur

Juillet 2012

Remerciement

Je remercie tout d'abord Dieu le tout puissant de m'avoir donnée la chance et le courage pour réaliser ce travail.

Qu'il me soit permis de présenter mes vifs remerciements à Mr BENSALAH d'avoir accepté de m'encadrer lors du présent travail et les précieux conseils qu'il a bien voulu prodiguer pour cibler les aspects traités dans ce rapport technique.

Je remercie tout particulièrement mes parents et mes frères, pour leurs aides, pour leurs patiences, leurs soutiens moraux et leurs confiances le long de ma formation d'ingénieur d'Etat. Je les remercie très sincèrement, d'avoir tout fait pour que je réalise mon rêve de devenir ingénieur d'Etat en Hydraulique.

Je tiens également à adresser mes vifs remerciements à monsieur ABDELKARIM (Ingénieur d'état dans la direction des ressources en eaux), pour son aide durant la période de collection des données et tout au long de mon travail.

Mes remerciements également à tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH, et mon respect aux membres de jury qui feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Enfin, je ne saurais pas oublier de remercier tout mes amis qui m'ont été d'un soutien que ce soit moral ou matériel, et qui ont contribué de près ou de loin à m'aider.

Merci.

Dédicace

Après cinq ans d'étude et de travail pour devenir un ingénieur d'Etat en Hydraulique. Je dédie ce Travail :

*A mes très chers parents que Dieu les protège
A ma très cher grand père que Dieu le protège*

A mes chers frères et sœurs qui seront toujours présent dans mes pensées, surtout Mustapha, et les enfants Amir Baha Eddine et Ritèje. A mes chers Oncles surtout Abdelouahab, et j'espère que Dieu les protège, sa femmes et ses enfants.

*A mes chers amis de l'école nationale supérieure de l'Hydraulique, surtout mes copains de chambre :
Seïf Eddine, Rabie et Allah.*

*A mes collègues d'étude :
Hamza, Abdelghani, Mourad, Nadir et les filles Raoua et Khadija*

Aux enseignants de l'école nationale supérieure de l'Hydraulique.

A tout mes amis : Fateh, Amar, Toufik, Amer, Mohamed, Djamel, et Hamza. Et la fille Randa

A tout les étudiants de l'ENSH et surtout la promotion 2006 et 2007.

Yassine

Dans le cadre de l'étude des problèmes de la satisfaction en eaux potables et d'irrigations. La direction des ressources en eaux de la wilaya d'EL-TARF a décidé de réaliser un barrage sur l'oued BIBETA.

Les résultats trouves d'avant projet sont satisfaisantes du point de vue technique et pratique.

Within the national strategy that aims at protecting water resources and storing big amounts of drinking water.

To provide the agricultural needs. To build some carries

Our dissertation is a attempt to build a dam in the river of BIBETA.

The results, we realized some so satisfying from the technical and practical point of view.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	
----------------------------	--

CHAPITRE I

Synthèse de l'étude de faisabilité

I. Etude Topographique

Introduction.....	1
I.1. Situation géographique du site	1
I.2. Documentation topographique	2
I.3.caractéristiques morphologiques	2

II. Etude géologique et géotechnique

Introduction.....	3
II.1. Plan de Travail	3
II.2. Position Géographique	3
II.3. La Cartographie Géologique	4
II.4. Séismicité du site.....	4
II.5. Géologie de la retenue.....	4
I.5. Couverture végétale.....	4
II.6. Hydrogéologie.....	4
II.7. La Procédure de sondage	5
II.7. La Procédure de sondage	5
II.7. La Procédure de sondage	5
II.7. La Procédure de sondage	5
II.8. Test de perméabilité	5
II.9. Les essais de laboratoire	12
II.9.1. Essais mécaniques	12
II.9.2. Essais chimiques	13
II.9.3. Essais Proctor normal	6
II.9.4. Essais limite d'atterberg	6
II.10.Matériaux de construction.....	6
II.11.Propositions.....	6

CHAPITRE II

Etude Hydrologique

Introduction.....	14
I. Le bassin versant	14
I.1. Caractéristiques générales des bassins versant.....	14

I.1.1. Caractéristiques géométriques	14
I.1.2. Caractéristiques hydro morphologiques	15
I.1.3. Caractéristiques hydrographiques.....	16
I.1.4: Caractéristiques climatiques du bassin versant	19
II. Etudes des apports	29
II.1. Estimation de l'apport moyen inter annuel (A0).....	29
II.2. Caractéristiques de l'écoulement	29
II.3. Répartition de l'apport moyen annuel estime à une probabilité de 80%	30
II.4. Les apports solides	31
II.4.1.Détermination du volume mort	31
III. Etude des crues	32
III.1. Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques	32
III.2. Détermination des hydrogrammes de crues probable par la méthode (MALLET- GAUTHIER).....	34
III.3. Choix de fréquence de la crue du projet	36
IV. Régularisation de l'écoulement	38
IV.1. Courbes caractéristiques de la retenue.....	39
IV.2.Répartition des besoins.....	41
IV.3.Répartition des apports mensuelle 80%.....	42
IV.4.Calcul du volume utile.....	42
IV.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	43
IV.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	45
IV.4 . 3 Estimation de l'erreur.....	47
IV.6.Laminage des crues	51
1) La méthode de Hildenblat	55
2) Méthode de KOTCHERINE.....	58
V. Etude d'optimisation	59
V.1. La revanche	59
V.2. Dimensionnement préalable de la digue	60
V.3. Calcul du coût de la digue.....	61
V.4. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues	61
Conclusion	65

CHAPITRE III

Etude des variantes

Introduction.....	66
III.1. Le choix du site du barrage.....	66
III.2. Le choix du type de barrage.....	66
III.3. Les variantes à choisir.....	67
□ Barrage en terre homogène.....	67
□ Barrage zoné a noyau d'argile	67
□ Barrage en enrochement à noyau d'argile	68
III.4. Définition de profil général du barrage.....	68
III.5. Fixation du choix définitif du type de barrage.....	68
III.6. Pentes des talus	69
III.7. Les bermes	70
III.8. Dispositif de protection contre les effets de l'eau	70
III.9. Etanchéité du barrage.....	72
III.10. Dimensionnement du noyau	72
III.10.1. Les fruits des talus du noyau.....	72
III.10.2. La largeur en base du noyau	73
III.10.3. La largeur moyenne du noyau est donnée par la formule suivante.....	73
III.10.4. La côte en crête du noyau	73
III.11. Drainages	74
III.11.1. Prisme de drainage.....	74
III.11.2. Dimensionnement du prisme aval.....	74
III.11.3. tapis de drainage	75
III.12. Etude Technico-économique	75
A) Barrage en terre avec un noyau d'argile	75
B) Barrage homogène en argile avec un prisme de drainage.....	75
C) Barrage en enrochement avec un noyau d'argile.....	75
III.13. Comparaison financière des trois variantes	77
Conclusion	78

CHAPITRE IV78

Etude de conception détaillée de la digue

IV.1 INTRODUCTION	79
IV. 2. Dimensionnement de la digue	79
IV.3. Classification de l'ouvrage	79
IV.4. Conception détaille de la digue.....	80

IV.4.1. Conception de la crête.....	80
IV.4.2. Largeur en crête.....	80
IV.4.3. Longueur en crête.....	80
IV.4.4. Protection des talus.....	80
IV.4.4.1. Talus aval.....	81
IV.4.4.2. Talus amont.....	81
IV.4.5. Les bermes.....	83
IV.4.6. Etanchéité de barrage.....	84
IV.4.6.1 Choix du système d'étanchéité.....	84
IV.4.6.2 Différents types d'organes d'étanchéité.....	84
IV.5 .Traitement de la fondation.....	84
IV.5 .1 Conception de para fouille.....	84
IV.6. Fondation.....	84
IV.6.1. Calcul de la stabilité de la fondation.....	85
IV.7. Constitution et fonctionnement des filtres et drains.....	85
IV.7.1. les filtres.....	85
IV.7.2. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres.....	86
IV.7.3. Calcul des drains.....	87
IV.8. Protection de la Crête.....	87
V. Etude des infiltrations.....	88
V.1. Généralités.....	88
V.2. Hypothèses de calcul.....	88
V.3. Ligne de saturation.....	89
1er cas : Niveau de Plus Hautes Eaux NPHE.....	90
2eme cas : Niveau de La Retenue Normale NNR.....	90
V.4. Calcul des filtres.....	90
V.5. Calcul du débit de fuite par infiltration.....	91
V.6. Dimensionnement du filtre.....	93
VI. Etude de stabilité.....	94
VI.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus).....	94
VI. 2. Stabilité des talus.....	94
VI. 3. Méthode de FELLENIUS.....	94
VI. 4. Conséquences de l'instabilité des talus.....	95
VI. 5. Ordre de calcul (Méthode des tranches).....	96
VI. 5. 1. Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	97
VI.5. 2. Classement des forces.....	98

VI.6.Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	99
Conclusion	100

CHAPITRE V

Organisation de chantier,

Protection et sécurité de travail

I. Organisation de chantier

I.1. Introduction	99
I .2. Installations du chantier.....	99
I .3. Ordre d'exécution des travaux	99
I .3. 1. Terrassement au niveau des installations de chantier	99
I .3.2. Dérivation provisoire	100
I.3 .3. Percement de la galerie de dérivation	101
I.4. Planification.....	101
I.4.1 Techniques de la planification	101
I.4.2. Méthodes basées sur le réseau	101
I.5. Les plannings	102
I.6. Matériel et personnel nécessaire	102
I.6.1. Matériel nécessaire.....	102
I.6.2. Personnel nécessaire	103
I.7. Symboles et durée des différentes opérations.....	103
I.7.1 Succession des travaux	103
I.8. Les volumes des travaux et le devis estimatif	104

II. Protection et sécurité de travail

II.1. Introduction	105
II.2.Causes des accidents de travail	105
II.3. Conditions dangereuses dans le chantier.....	105
II.4. Actions dangereuses	105
II.5. Mesures préventives	106
Conclusion	106
CONCLUSION GENERALE	107

Liste des tableaux

Chapitre I : Etude de synthèse de faisabilité

Tableau I.1 : Sondage 01 rive droite (Description lithologique).....	5
Tableau I.2 : Récapitulatif des résultats des sondages (rive droite).....	6
Tableau I.3 : Sondage 01 rive gauche (Description lithologique).....	7
Tableau I.4 : Récapitulatif des résultats des sondages (rive gauche).....	7
Tableau I.5 : Récapitulatif des résultats des puits (rive gauche et rive droite).....	8
Tableau I.6 : Analyses granulométrique (zone 1A).....	11
Tableau I.7 : Analyses granulométrique (zone 2A).....	12
Tableau I.8 : Equivalent de sable.....	13

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.1. Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	17
Tableau II.02 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.....	18
Tableau II.03. relevés des températures en °C.....	19
Tableau II.4. Relevés de vent en m/s.....	19
Tableau II.05 : Durée de l'insolation moyenne journalière a la station.....	20
Tableau II.06 : Coordonnées et codes de la station de Bouhadjar	20
Tableau II.07. Pluies mensuelle et moyennes annuelles	20
Tableau II.08. Pluies maximales journalières	21
Tableau II.09. Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.....	22
Tableau II.10. Les caractéristiques pluviométriques de la région.....	22
Tableau II.11 Ajustement à la loi de GUMBEL.....	24
Tableau II.12. La précipitation des différentes fréquences.....	26
Tableau II.13. Intensité pour les différentes fréquences	27
Tableau II.14. Récapitulatif des résultats des coefficients des variations	30
Tableau II.15. Les apports des différentes fréquences.....	30
Tableau II.16. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80 %	30
Tableau II.17. Récapitulatif des débits maxima de crue	34
Tableau II.18. Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	34
Tableau II.19. Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.	35
Tableau II.20. Catégories des dommages résultant des crues.....	37
Tableau II.21. Crues de projet recommandé.....	37
Tableau II.22 : Caractéristiques topographiques de la retenue	39
Tableau II.23 : Répartition mensuelle des besoins d'irrigation	41
Tableau II.24 : Répartition des apports mensuelle 80%	41
Tableau II.25 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	43
Tableau II.26 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques	45
Tableau II.27 : Les volumes des pertes dans la retenue	45

Tableau II. 28 : régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	47
Tableau II.29 : Volumes et débits déversant.....	50
Tableau II.30 : Les résultats des débits laminés.....	51
Tableau II.31 : Données initiales	54
Tableau II.32 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	55
Tableau II.33 : Hauteurs des vagues.....	56
Tableau II.34 : Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête	57
Tableau II.35 : La variation de l'ouvrage en fonction de dimensionne	58
Tableau II.36 : les coordonnées de profile Creager pour différentes charges.....	59
Tableau II.37 : coût du déversoir pour différentes largeurs déversant	60
Tableau II.38 : coût du canal d'approche pour différentes largeurs déversant	61
Tableau II.39 : coût de l'EVC pour différentes largeurs déversant	61
Tableau II.40 : Tableau récapitulatif des prix totaux.....	61

Chapitre III : Etude des variantes

Tableau III.1 : les résultats d'optimisation.....	68
Tableau III. 2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	69
Tableau III.3 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	70
Tableau III.4 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vague.....	71
Tableau III.5 : les calculs de la première variante.....	76
Tableau III.6 : les calculs de la deuxième variante.....	77
Tableau III.7 : les calculs de la troisième variante.....	77

Chapitre IV : Etude de conception détaillée de la digue

Tableau IV.1 : Les résultats d'optimisation.....	79
Tableau IV.2 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	80
Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient C selon méthode de Tennessee valley authority (TVA).....	81
Tableau IV.4 : dimensions minimales des blocs fonction de la hauteur des vagues d'après <i>US Army corps of engineers</i> (USASE).....	82
Tableau IV.5 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	83
Tableau IV.6 : Coordonnée de ligne de saturation.....	90
Tableau IV.7 : Débit de fuite de la digue.....	92
Tableau IV.8 : Débit de fuite de la Fondation.....	92
Tableau IV.9 : Débit de fuite de Barrage $\times 10^{-5}(\text{m}^3/\text{s})$	92
Tableau IV.10 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	96

Tableau IV.11 : Les caractéristiques des matériaux de constricton et la fondation	100
Tableau IV.12 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	101

Chapitre V Organisation de chantier + Protection et sécurité de travail

Tableau V.1 : Symboles et durée des différentes opérations.....	106
Tableau V.2 : La succession des travaux	107
Tableau V.3 : cout totale de la digue.....	107

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1 : Situation du site du barrage	2
Photo I.1 : localisation du site du barrage	3

Chapitre II :

Figure II.1 : Plan altimétrique du bassin versant. (Source Google Earth)	14
Figure II.2 : Réseau hydrographique du bassin versant d'oued BIBETA (source ANBT).15	
Figure II.3 : Courbe hypsométrique.....	17
Figure II.3. Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations	22
Figure II.4 Ajustement a la loi de GUMBEL.....	25
Figure II.5. Pluies de courte durée	27
Figure II.6 Intensité durée de fréquence	28
Figure II.7 : Représentation des Hydrogramme des crues pour différente période	36
Figure II.8: Hydrogramme de crue (1000 ans)	38
Figure II.9 : la courbe capacité - hauteur et la courbe surface – hauteur.....	41
Figure II.10 : 1 ^{ère} consigne d'exploitation.....	44
Figure II.11 : 2 ^{ème} consigne d'exploitation.....	45
Figure II.12.Courbe des débits déversé	54
Figure II.13.hydrogramme des débits laminée.....	55
Figure II.14. La variation de la charge et la largeur en fonction de débit	58
Figure II.15 : la ligne d'eau pour déférentes hauteurs	63
Figure II.16 La courbe d'optimisation.....	65

Chapitre III

Figure III.1 Abaque de calcul les fruits de talus.....	73
--	----

Chapitre IV

Figure IV.1 : Schéma de calcule de la ligne de saturation	87
Figure IV.2 : Force exerce par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement.....	93

Chapitre V

Figure V.1 : Schéma de calcule réseau a nœud (annexe V.1)	
---	--

Liste des annexes

Annexe I.1 Essai Proctor normal.

Annexe II.1 Calcule des débits déversant pour différentes charges.

Annexe IV.1 Table de calcul de stabilité.

Annexe V.1 Calcule volume des travaux.

Annexe V.1 Réseau a nœud.

Liste des planches

Planche N°1 : Plan d'aménagement.

Planche N°2 : profile en travers de la variante choisie.

Planche N°3 : Schéma de calcule de la stabilité et des infiltrations.

Planche N°4 : Le profile type de la digue et la ligne de saturation.

Planche N°5 : Coupe géologique de l'axe de l'oued.

CHAPITRE I : ETUDE DE SYNTHESE DE FAISABILITE

I. ETUDE TOPOGRAPHIQUE

INTRODUCTION

Avant de commencer l'étude de l'avant projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site .le site est estimé comme favorable a l'implantation d'un petite barrage, en se basant sur une appréciation globale des critères hydrologiques, topographiques et géologiques /géotechniques du site. Ce site sert à soutenir la population environnante par la protection contre les inondations, l'irrigation des terres agricoles. Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant du barrage, la vallée de l'oued à l'amont et l'aval du barrage, le site de barrage les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

Dans ce chapitre, nous décrivons les méthodes utilisées pour la recherche de sites et ses résultats.

D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un barrage se fait par étapes en opérant une sélection parmi les sites présumés de moins en moins nombreux selon la procédure suivante :

- Analyse des cartes topographiques.
- Reconnaissance du terrain par des études géologique et topographique.
- Estimation de la structure du terrain au moyen de la prospection géologique
- Vérification de la structure du terrain au moyen du test de forage, de l'essai de perméabilité
- Estimation du mécanisme d'écoulement des eaux à partir des résultats de l'observation des oueds.
- A cela s'ajoute au besoin, les données hydrologiques et météorologiques, telles que la pluviométrie et le débit du cours d'eau, est également collectées pour déterminer la nécessité du barrage.

I.1. Situation géographique du site

Le site prévue du barrage de bibeta se trouve à Bouhadjar a proximité de la frontière Algero-Tunisienne, en aval du djebel Mcid. , à peu près à 43km au sud de la willaya d'ELTARF, environ 4 Km L'OUEST de la commune BOUHADJAR. Qui est limite par la Daïra de Ain karma à l'est et Hammam beni Salah a l'ouest et Oued zitoun sud, et ou nord la Daïra de Cheffia.

Les coordonnées LAMBERT du site du barrage sont les suivantes :

X = 981, 808 km

Y = 367,45 km

Z = 260 m NGA

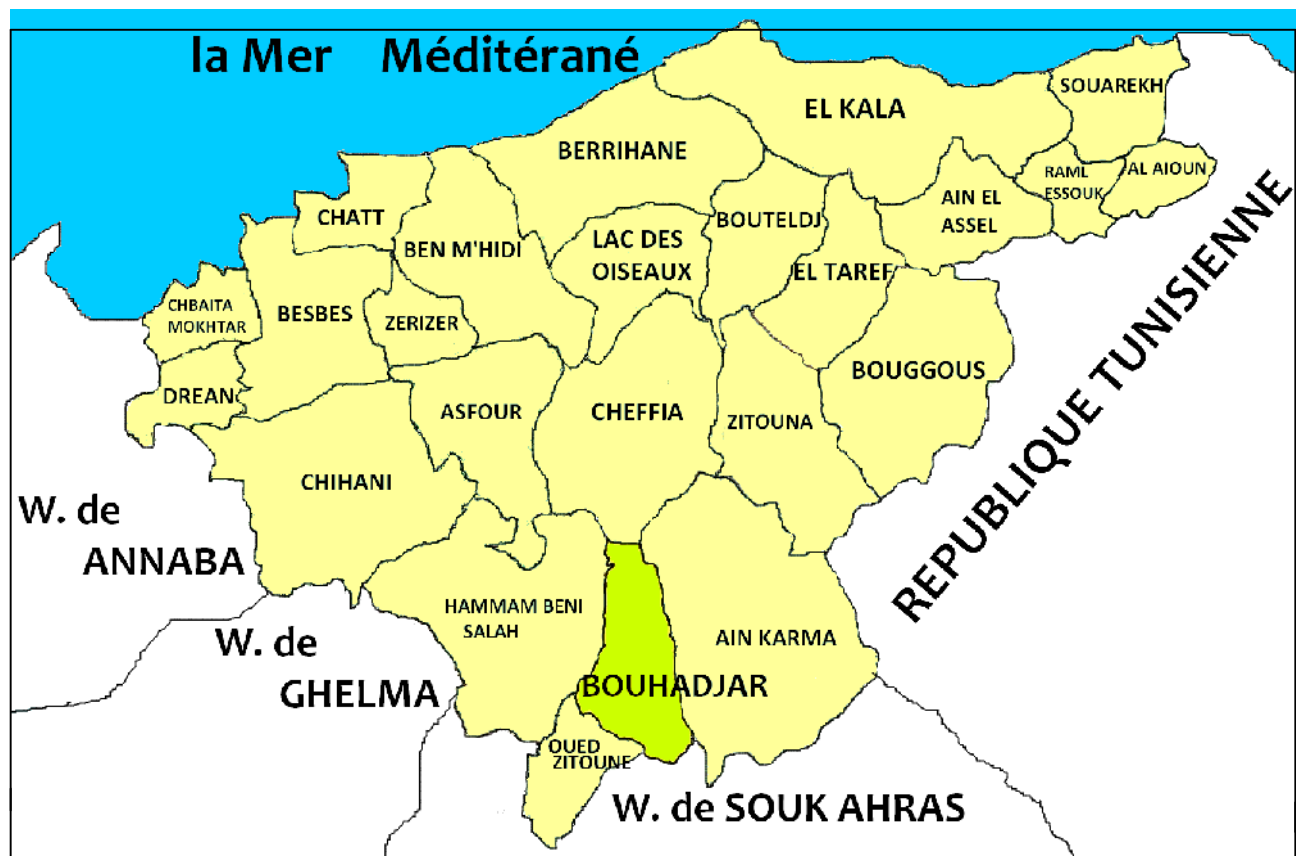


Figure I.1 : Situation du site du barrage

I.2. Documentation topographique

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. Cette étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique pour des travaux sur l'étude de faisabilité du barrage et pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu les documents cartographiques suivant:

- Carte topographique Eche 1 :50 000
- Levé topographique du site du barrage Ech 1 :1000

I.3. Caractéristiques morphologiques

Une végétation intensive de forêts couvre le bassin versant qui s'étend en amont du site proposé sur $18,62 \text{ km}^2$. la délimitation du bassin versant sur fond de la carte topographique.

Le sol du thalweg principal est composé de limons, d'argiles et d'alluvions. le bassin versant présente une topographie accidentée qui favorise le ruissellement rapide.

II. ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction

Suite a la demande de la Direction de l'Hydraulique de la wilaya d'EL-Tarf (Bon de commande n 05/2004), Le Laboratoire des travaux publics de l'Est (L.T.P.E), Direction Régionale de Annaba, a effectué les travaux de reconnaissance géotechnique des sols de fondations du terrain réservé pour le petite barrage de Bibeta dans la commune de Bouhadjar, wilaya d'EL- Tarf.

Le but de cette étude est d'étudier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques :

- Perméabilité de la cuvette.
- Stabilité de la fondation, la digue et la cuvette.
- Recherche des matériaux d'emprunt.

Il faut remarquer que les essais de laboratoire ne donnent que des renseignements estimatifs sur les matériaux de construction vu que les essais triaxiaux ne sont pas faits.

C'est pourquoi ces essais doivent être exécutés avant la construction du barrage, par l'entrepreneur et les résultats doivent être comparés avec les valeurs de cette étude.

Les paramètres physiques doivent être contrôlés continuellement pendant la construction.

II.1. Plan de Travail

Le programme de travail couvre les aspects suivants :

- Documentation des études géotechniques et géologiques disponibles. Observation des cartes géologiques et topographiques.

II.2. Position Géographique

Le site (photo.1) proposé pour la construction du barrage de BIBETA est situé à 4 km a l'ouest de la ville de Bouhadjar. ELTARF est située à une distante d'environ 43km vers le nord. Le village d'oued zitoun et Ain karma qui est proche du barrage se trouve à 6km.

Les coordonnées UTM de la confluence des Oueds BIBETA et Oued Kebir qui forment le bassin versant sont:

X= +981110.00 et Y= +366710.00

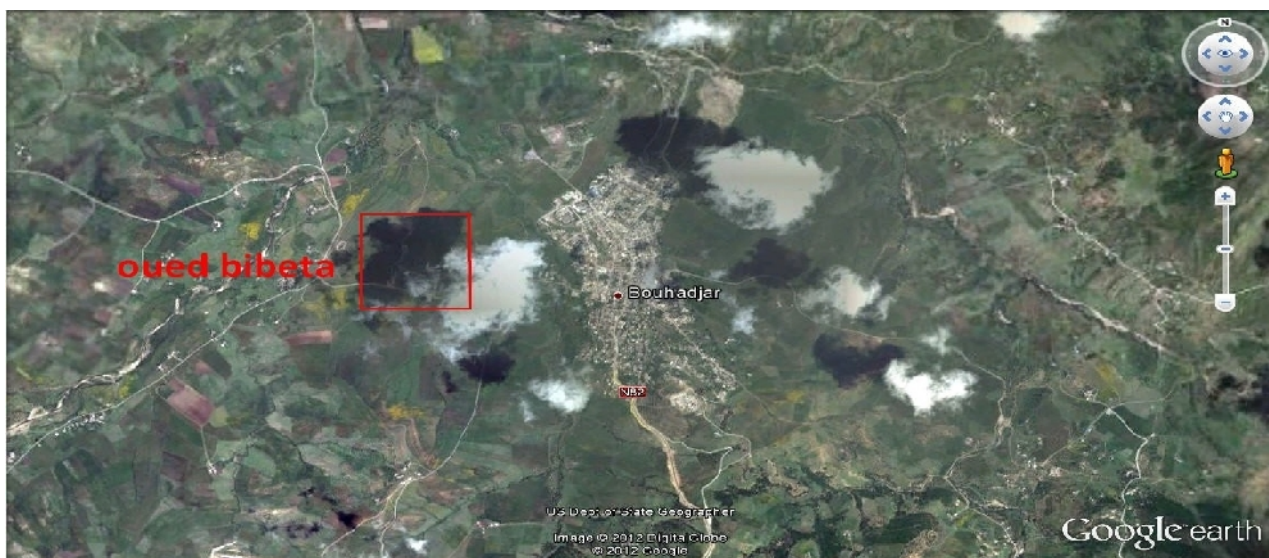


Photo I.1 : localisation du site du barrage

II.3. La Cartographie Géologique

La lithologie du bassin versant du barrage de BIBETA et l'oued voisin de KEBIR. Le bassin se compose surtout de marnes et d'argiles limons, marneux argileuse, limoneux argileuse avec des dépôts alluvionnaires le long de l'oued. La lithologie du bassin voisin de Kebir est similaire pour la plus grande partie de la zone et on s'attend à ce que les caractéristiques hydrologiques soient similaires

II.4.Séismicité du site

La région de Bouhadjar est classée dans la zone.II.par le ministère de l'habitat et de l'urbanisme au niveau des règles parasismiques algériennes de 1981 à la direction de la réglementation et de l'information technique C.T.C.

Le coefficient sismique K définissant la fraction de l'accélération de la pesanteur utilisée dans l'étude de stabilité de la digue soumise a des tremblements de terre, peut être déterminé en fonction de l'accélération maximale horizontale due aux mouvements sismiques de la manière suivante :

$$a = 2 / 3 . A$$

Cette règle empirique est fondée sur l'observation du comportement de nombreux barrages en terre et enrochements construits dans des zones de fortes séismicités.

Cette règle empirique donne la valeur : $a = 0,17$

II.5.Géologie de la retenue

La formation la plus âgée du site de la retenue est à base de calcaire marno-calcaire. Elle se trouve à 400m en amont du barrage avec une largeur de 40 à 50m.

La plupart du terrain de fond de la retenue et du site de la digue est constituée par des marnes et des marnes argileuses, grises vertes, stratifiées.

On peut trouver parfois des couches marno-calcaires plus solides, avec une inclinaison de 36° vers le nord. Elles se trouvent sur la superficie dans les entailles de l'oued et dans les fosses d'érosion.

Les éléments plus argileux friables des marnes sur les versants glissent sous l'action de l'infiltration des eaux.

Au dessus du terrain de fond, il ya des argiles du pléistocène.

Sur la rive gauche de la cuvette au dessus du terrain de fond, il y a des argiles brunes, jaunâtres avec des passées de marne de 3- 4 m d'épaisseur cette couche doit être considérée comme matériaux de construction.

Les couches de cailloux rous de gravier et de limons au fond de la vallée ont une épaisseur de 1,5 m.

II.6.Hydrogéologie

Les couches argileuses, silteuses, sableuses de l'oligocène du bassin versant sont peu perméables.

Les calcaires, marno-calcaires du crétacé du bassin versant sont moyennement perméables. Sous l'action d'infiltration, au dessous des couches argileuses, marneuses, plusieurs sources prennent naissance sur la rive droite et il y a des glissements.

Le terrain de fond de la cuvette est constitué de marnes et marnes argileuses qui sont peu perméables ou bien imperméables.

La couverture argileuse des rives est imperméable.

La couche de graviers limoneux, cailloux roulés au fond de la vallée est perméable.

II.7. La Procédure de sondage

Les travaux in situ ont consistés de la réalisation :

Chapitre I : Etude de synthèse de faisabilité

Le L.T.P.Est, a effectuée deux sondages de dix (10) mètres de profondeur dans les deux rives de l'axe de la digue à l'aide d'une sondeuse hydraulique (SB402) en vue d'établir la nature géologique de la zone réservée pour la retenue et de pouvoir récupérer une quantité suffisante d'échantillons pour la réalisation des essais au laboratoire.

Le L.T.P.Est, a réalisé six puits dans les deux rives de la retenue, à l'aide d'une pelle mécanique, en vue d'établir la nature géologique de l'assiette et aussi de pouvoir récupérer une quantité suffisante d'échantillons remaniés pour la réalisation des essais au laboratoire.

II.8. Test de perméabilité

La description lithologique des deux sondages effectués sur les deux rives est représentée par des argiles marneuses grisâtre légèrement graveleuse à présence de débris de coquilles et des argiles sableuses avec des éléments graveleux hétérogènes et cristaux de gypse. Au niveau de ces derniers s'interpose un niveau gréseux d'une faible épaisseur. À partir de 4.00 et 5.00 mètres la série s'achève par des marnes bleuâtres très compactes oxydées par endroit dans les deux rives.

D'après les essais géotechniques nous pouvons conclure que la nature du sous-sol des deux sondages est légèrement humide ($17.7\% < W_n < 23.3\%$), très dense ($1.90 \text{ t/m}^3 < d < 2.05 \text{ t/m}^3$), plastique ($26\% < I_p < 31\%$). Dure et consistance $I_c > 1$.

II.9. Les essais de laboratoire

II.9.1. Essais mécaniques

Essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande de type UU (non consolidé, non drainé) avec mesure de C_u et Q_u respectivement, cohésion en bars et angle de frottement interne en degré.

- Essais œdométriques ;
- Essai de perméabilité.

II.9.2. Essais chimiques

- Détermination de la teneur en carbonates (en %) ;
- Détermination de la teneur en gypse (en %) ;
- Détermination de la valeur en bleu de méthylène.

II.9.3. Essais Proctor normal (dans l'annexe I.1)

II.9.4. Essais limite d'Atterberg

Tableau I.1 : Sondage 01 rive droite (Description lithologique)

Profondeur (m)	Description lithologique	Récp	EP	Ø	OBS
0.00-0.30	Terre végétale				
0.30-1.00	Argile limoneuse avec présence de débris de coquilles légèrement graveleuse	70%	0.60-0.90		
1.00-2.00	Argile limoneuse grisâtre à débris de coquille peu graveleuse	80%	1.00-1.60 1.80-2.00	Forage non destructif Ø	
2.00-3.00	Argile marneuse assez compacte à débris de coquilles + trace de gypse	70%	2.10-2.80		
3.00-4.00	Argile marneuse légèrement graveleuse	70%			
4.00-5.50	Argile sableuse compacte des éléments graveleux et gypse	75%			
5.50-5.70	Passage gréseux	10% RQD			

Chapitre I : Etude de synthèse de faisabilité

5.70-10.00	Marne compacte	75%			
------------	----------------	-----	--	--	--

Tableau I.2 : Récapitulatif des résultats des sondages (rive droite)

ZONE		SONDAGE 01 (Rive droite)				
Profondeur		0.60-0.90	1.00-1.60	1.80-2.00	2.10-2.80	6.00-7.00
DENSITE SECHE		1.59	1.45	1.60	1.74	-
TENEUR EN EAUW%		21.7	23.3	19.9	17.7	-
DENSITE HUMIDE		1.94	1.90	1.92	2.05	-
DEGRE DE SATURATION SR		85	84	78	87	-
ANALYSES GRANULOMETRIQUES	2mm	97.5	97.7	92.3	80.3	19.8
	0.080mm	91.8	93.1	87.1	74.6	6.9
	20μ	74.5	-	56	-	-
	2μ	41.07	-	31.84	-	-
LIMITES D'ATTERBERG	WL%	50	58	50	52	-
	IP%	26	31	27	27	-
INDICE DE CONSISTANCE IC		1.09	1.12	1.11	1.27	-
CARACTERISTIQUES OEDOMETRIQUES	Pc Kg/cm	1.24	1.00	0.605	0.780	-
	Ct	0.244	0.2086	0.195	0.146	-
	Cg	0.048	0.056	0.053	0.080	-
ESSAI DE PERMEABILITE Cm/S	2 BARS	7.92*10 ⁻⁹	9.52*10 ⁻⁹	2.01*10 ⁻⁸	8072*10 ⁻⁹	-
	4 BARS	3.94*10 ⁻⁹	3.94*10 ⁻⁹	1.11*10 ⁻⁸	1.19*10 ⁻⁸	-
ANALYSES CHIMIQUE	Insolubles	43.58	44.29	-	34.67	25.87
	Carbonates	49.24	53.03	-	55.68	73.48
	Gypse	Traces	Traces	-	Traces	Traces
	Degré d'agressivité	Nulle	Nulle		Nulle	Nulle
CISAILLEMENT RECTILIGNE OU TRIAXIAL	W%	24	25	-	20	-
	C Kg/cm ²	0.4	0.68	-	0.52	-
	Ø degré	11°	7°	-	10°	-

Chapitre I : Etude de synthèse de faisabilité

Tableau I.3 : Sondage 01 rive gauche (Description lithologique)

Profondeur (m)	Description lithologique	Récp	EP	Ø	OB S
0.00-0.20	Terre végétale				
0.20-1.00	Argile marneuse avec présence de débris de coquilles légèrement graveleuse	70%	0.60-0.90		
1.00-2.00	Argile limoneuse grisâtre a débris de coquille peu graveleuse	100%	1.0-2.00	Forage non destructif Ø 101	
2.00-3.00	Argile marneuse assez compacte a débris de coquilles +trace de gypse	70%	2.0-2.40		
3.00-4.00	Argile marneuse graveleuse a la base avec trace de gypse	90%	3.1-4.00		
4.00-10.00	Marne compacte	75%			

Tableau I.4 : Récapitulatif des résultats des sondages (rive gauche)

ZONE		SONDAGE 02 (Rive gauche)			
Profondeur		1.00-2.00	2.00-2.40	3.10-4.00	5.00-6.00
DENSITE SECHE		1.53	1.47	1.71	-
TENEUR EN EAUW%		21.7	24.6	15.6	-
DENSITE HUMIDE		1.86	1.83	1.98	-
DEGRE DE SATURATION SR		77	80	73	-
ANALYSES GRANULOMETRIQUES	2mm	98.6	96	99.5	56.3
	0.080mm	94.2	92	96.1	42.9
	20µ	79.5	76	78.5	-
	2µ	46.67	43.74	37.61	-
LIMITES D'ATTERBERG	WL%	55	57	56	49
	IP%	29	31	30	26
INDICE DE CONSISTANCE IC		1.15	1.04	1.35	-
CARACTERISTIQUES	Pc bars	0.888	0.942	0.867	-

Chapitre I : Etude de synthèse de faisabilité

OEDOMETRIQUES	Ct	0.273	0.263	0.227	-
	Cg	0.046	0.049	0.049	-
ESSAI DE PERMEABILITE Cm/S	2 BARS	$1.19 \cdot 10^{-8}$	$1.19 \cdot 10^{-8}$	$2.51 \cdot 10^{-8}$	-
	4 BARS	$3.14 \cdot 10^{-9}$	$9.52 \cdot 10^{-9}$	$1.11 \cdot 10^{-8}$	-
ANALYSES CHIMIQUE	Insolubles	48.39	48.25	42.05	44.07
	Carbonates	38.63	48.25	42.05	44.07
	Gypse	Traces	Traces	Traces	Traces
	Degré d'agressivité	Nulle	Nulle	Nulle	Nulle
CISAILLEMENT RECTILIGNE OU TRIAXIAL	W%	26	26	16	-
	C Kg/cm ²	0.4	0.5	0.8	-
	Ø degré	17°	5°	8°	-

➤ Zone d'emprunt

On a les différentes descriptions lithologiques de chaque puits

• Rive gauche

puits	K _i	Description lithologique
Puits N° 1	K1	Argile marneuse plastique légèrement graveleuse a débris de coquilles
Puits N° 2	K2	Argile marneuse a concrétion calcaire légèrement graveleuse
Puits N° 3	K3	Argile marneuse a concrétion calcaire et débris de coquilles

• Rive droite

puits	K _i	Description lithologique
Puits N° 1	K1	Marnes argileuse légèrement graveleuse a débris de coquilles
Puits N° 2	K2	Marnes argileuse a limoneuse graveleuse
Puits N° 3	K3	Argile marneuse graveleuse a débris de coquilles

Tableau I.5 : Récapitulatif des résultats des puits (rive gauche et rive droite)

ZONE		RIVE DROITE			RIVE GAUCHE		
Puits		K1	K2	K3	K1	K2	K3
Densité sèche		1.48	1.43	1.35	1.33	1.33	1.49
Teneur en eau w%		25.4	24	26.5	27.6	27.6	25.9
Densité humide		1.87	1.78	1.71	1.71	1.71	1.89
DEGRE DE SATURATION SR%		69	73	72	72	72	86
GRANULOMETRIE	5mm	96	86.2	95.6	94.4	94.4	94.2

Chapitre I : Etude de synthèse de faisabilité

%PASSANT a	2mm	93.5	84.8	93.8	92.6	92.6	91.6
	0.080mm	87.5	79.5	71.0	71	71	74.6
	20μ	68	54	42	47	47	43
	2μ	44.6	29.2	23.1	27.2	27.2	22.4
LIMITES D'ATTERBERG	WL%	61	62	55	60	60	61
	IP%	33	32	25	32	32	31
INDICE DE CONSISTANCE IC		1.08	1.19	1.14	1.01	1.01	1.13
CARACTERISTIQUES OEDOMETRIQUES	Pc Kg /cm	1.01	0.878	0.917	0.920	0.861	1.13
	Ct	0.271	0.185	0.260	0.328	0.274	0.276
	Cg	0.061	0.043	0.044	0.057	0.059	0.058
Valeur au bleu de méthylène		6.71	6.61	6.32	5.95	5.95	6.29
ESSAI DE PERMEABILITE CM/S	2 BARS	$0.45 \cdot 10^{-8}$	-	$0.56 \cdot 10^{-7}$	$0.81 \cdot 10^{-8}$	$0.13 \cdot 10^{-7}$	$0.26 \cdot 10^{-7}$
	4 BARS	$0.90 \cdot 10^{-9}$	$0.18 \cdot 10^{-7}$	$0.20 \cdot 10^{-7}$	$0.54 \cdot 10^{-8}$	$0.632 \cdot 10^{-8}$	$0.99 \cdot 10^{-8}$
ANALYSES CHIMIQUE	Insolubles	47.38	40.54	54.36	61.50	61.50	60.15
	Carbonates	43.31	56.69	44.09	37.01	37.01	35.43
	Gypse	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
	Degré d'agressivité	Nulle	Nulle	Nulle	Nulle	Nulle	Nulle
ESSAI CISAILLEMENT	C Kg/cm ²	1.2	0.8	0.78	0.6	0.94	0.8
	Ø degré	10	13	10	11	8	10
ESSAI PROCTOR	W % OPN	16	16	16	16	16	16
	% OPN	1.78	1.88	1.85	1.76	1.76	1.86

➤ T.V.O OUED KEBIR/ EST (oued zitoun)

Les analyses granulométriques effectués sur oued Kebir pour le prélèvement des alluvions qui devront être utilisés pour le drain de la digue.

• ZONE 1A

Tableau I.6 : Analyses granulométrique

DIMENSIONS DES TAMIS (mm)	POURCENTAGE EN POIDS PASSANT A TRAVERS LES TAMIS
50	100
31.5	80.4
20	65.8
10	52.6
5	42.7
2	29.1
1	18.8
0.4	5.6

Chapitre I : Etude de synthèse de faisabilité

0.2	3.5
0.080	2.6

- ZONE 2A**

Tableau I.7 : Analyses granulométrique

DIMENSIONS DES TAMIS (mm)	POURCENTAGE EN POIDS PASSANT A TRAVERS LES TAMIS
50	100
31.5	85.4
20	67.9
10	55.9
5	43.00
2	28.9
1	17.2
0.4	4.3
0.2	3.1
0.080	2.2

- EQUIVALENT DE SABLE**

Tableau I.8 : Equivalent de sable

ESSAI	RESULTATS			
ZONE 1A	59.7	65.1	57.5	ES moy : 61%
ZONE 1B	67	66.1	57	ES moy : 63.3%

II.10. : MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Dans les deux rives de l'oued on note la présence d'Argile marneuse avec présence de débris de coquilles légèrement graveleuse d'une épaisseur moyenne de 1 m. La description lithologique des échantillons montre que la rive gauche est formé par des argiles marneuses a concrétion et débris de coquilles, légèrement graveleuse.

D'après les essais géotechniques réalisées sur les échantillons nous met en présence d'un sol lâche ($1.33/\text{m}^3 < d < 1.49\text{t}/\text{m}^3$), humide ($27.6\% < W_n < 31.5\%$), saturé ($72\% < S_r < 86\%$), plastique ($32\% < I_p < 31\%$), les analyse chimique révèlent que ces matériaux sont des marnes argileuses dont la teneur en carbonates varie entre (35.43 et 37.01) a une agressivité nulle.

Sur la rive droite est formé essentiellement par des marnes argileuses a traces de gypse, légèrement graveleuse.

D'après les essais géotechniques réalisés sur les échantillons nous met en présence d'un sol lâche ($1.35\text{t}/\text{m}^3 < d < 1.48\text{t}/\text{m}^3$), humide ($24\% < W_n < 26.5\%$), saturé ($69\% < S_r < 73\%$), plastique ($25\% < I_p < 33\%$), les analyse chimique révèlent que ces matériaux sont des marnes argileuses dont la teneur en carbonates varie entre (43.31 et 56.69) a une agressivité nulle.

Les essais effectués sur les alluvions d'Oued Kebir Est (analyses granulométriques, équivalent de sable) sont dans des tableaux précédents.

Le volume totale des matériaux prélever est : **V= 58000 m³**

II.11.Propositions

Selon les examas effectués jusqu'à présent, le site est géo techniquement convenable pour la construction de la digue.

Le terrain de fond marneux empêche l'infiltration importante de la cuvette.

La résistance a la compression des marnes au niveau de la fondation $T = 400 - 800 \text{ KN/m}^2$.

Le glissement juste a l'amont de la digue sur la rive gauche présent un risque pour la digue, c'est pourquoi tous les matériaux glissés seront enlevés jusqu'aux marnes solides et remplacés par des alluvions d'oued EL-KEBIR EST.

L'axe de la digue doit être placé de telle manière que le glissement ne coupe pas le corps de la digue.

La couverture de 5 – 6 m d'épaisseur et même la couche argileuse avec passées de galets de 1 – 2 m d'épaisseur sur la rive droite sont imperméable, (donc la digue peut-être fondée).

A cause des cailloux roulés au fond de la vallée, le corps de la digue doit être ancré dans les marnes se trouvant a une profondeur de 4 m.

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

I. Le bassin versant

Les travaux sous cité sont effectués sur des cartes d'état major d'Oued BIBETA et de l'oued KEBIR à l'échelle 1/50.000, cette carte permet de délimiter le bassin versant qui alimentent la cuvette de barrage BIBETA en passant par les lignes de partage des eaux et les crêtes. La Figure II.01 présente la délimitation du bassin versant au droit du barrage BIBETA

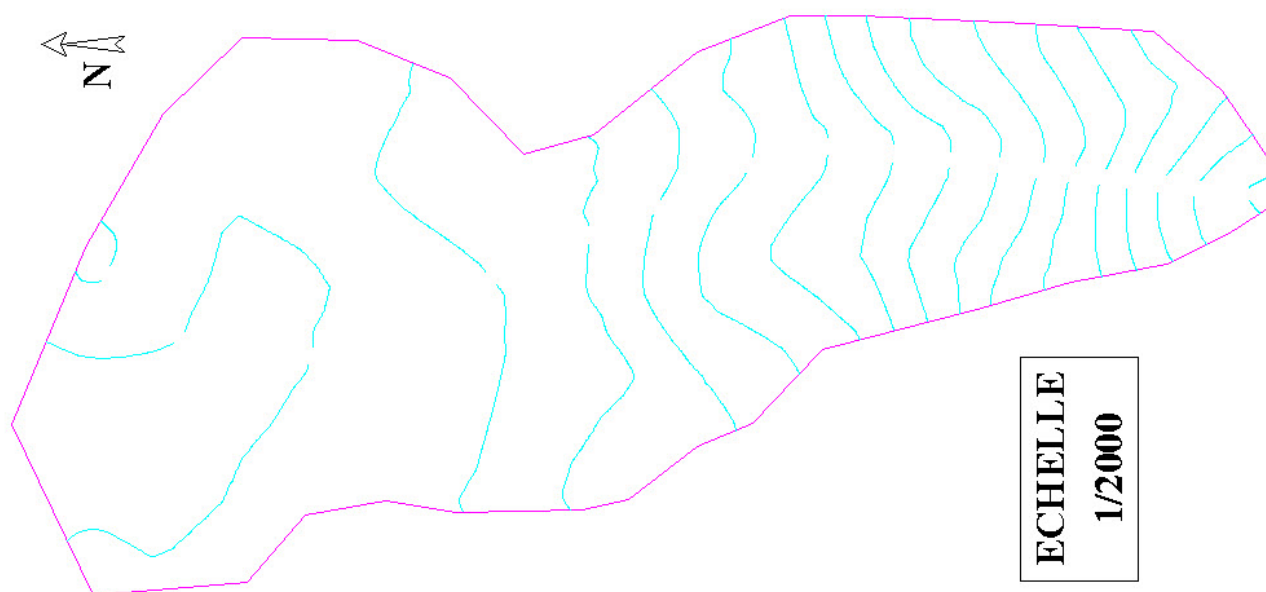


Figure II.1 : Délimitation du bassin versant au droit du barrage BIBETA

I.1. Caractéristiques générales des bassins versant

On envisage les caractéristiques suivantes :

I.1.1. Caractéristiques géométriques :

Toutes les surfaces et les longueurs sont calculées à l'aide de l'AUTOCAD

- **Surface du bassin versant :**

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a elle est de :

$$S = 15,6 \text{ Km}^2$$

- **Périmètre du bassin versant:**

$$P = 16,2 \text{ Km}$$

- **Longueur du talweg principal:**

C'est le talweg le plus long il est de : $L_p = 3,6 \text{ Km}$

Il est représenté sur la carte ci-dessous Figure II.02

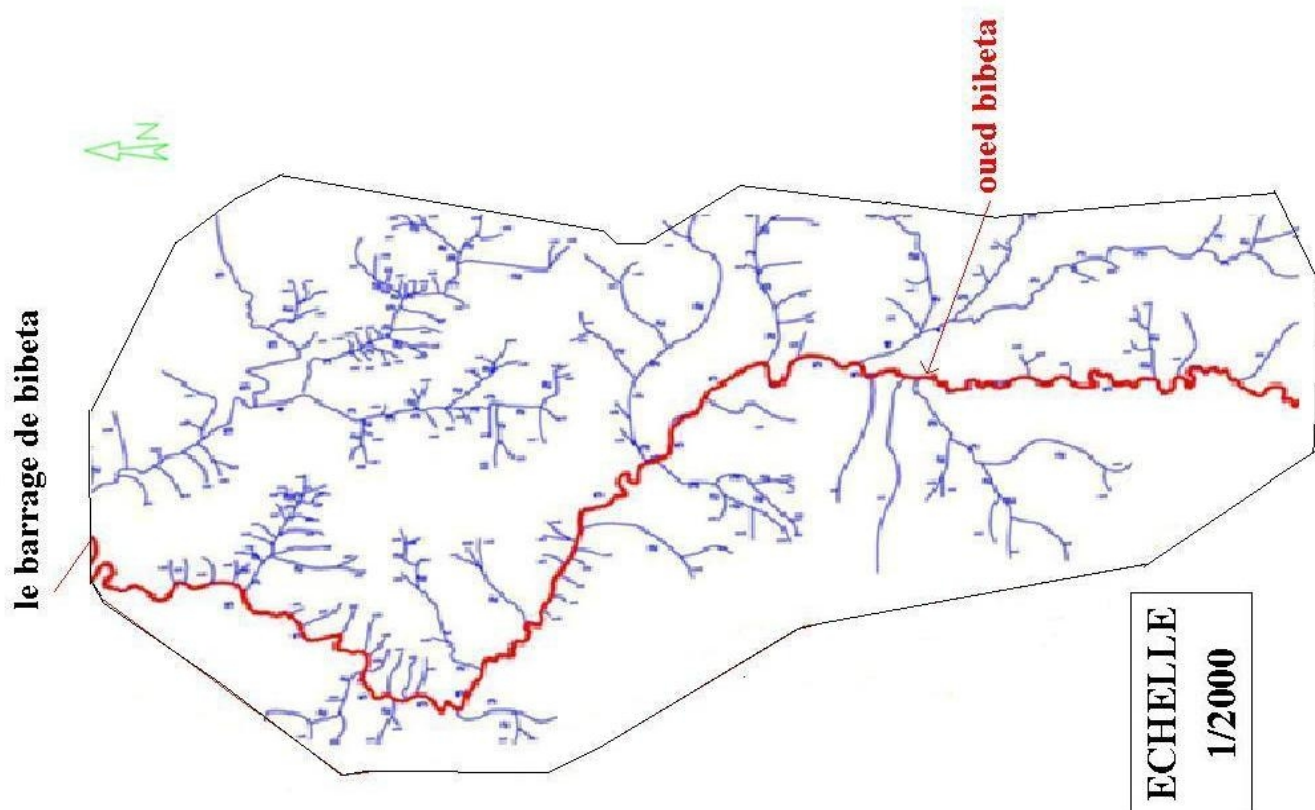


Figure II.2 : Réseau hydrographique du bassin oued bibeta (source ANBT)

I.1.2. Caractéristiques hydro morphologiques

On a les caractéristiques suivantes :

➤ **Indice de compacité (GRAVELIUS)**

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

$$K_c = 1,14$$

Si $K_c < 1,128 \Rightarrow$ bassin ramassé

Si $K_c > 1,128 \Rightarrow$ bassin allongé

Selon la valeur de K_c on pourra dire que notre bassin est **ALLONGE**.

➤ Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation : $K_a = L^2 / S$

L : la longueur du talweg principal $L = 3,6 \text{ Km}$

S : la superficie du bassin versant. $S = 15,6 \text{ Km}^2$

$$K_a = 0,83$$

➤ Rectangle équivalent

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite.

La longueur est donnée par la formule

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right]$$

$$l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right]$$

$$L = 4,76 \text{ Km}$$

$$l = 3,27 \text{ Km}$$

I.1.3. Caractéristiques hydrographiques

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage

A partir du Tableau II.1, le pourcentage des aires partielles est déterminé on et courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l'altitude médiane est lue.

Tableau II.1. Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (m)	S_i (km ²)	H_i (m)	S_i (%)	S_i cum (%)
270÷310	0,13	40	0,83	17,42
310÷350	0,30	40	1,92	16,59
350÷390	0,12	40	0,8	14,67
390÷430	0,75	40	4,8	13,87
430÷470	0,6	40	3,84	9,07
470÷510	0,63	40	4,03	5,23
510÷550	0,04	40	0,25	1,2
550÷590	0,03	40	0,19	0,95
590÷630	0,035	40	0,22	0,76
630÷670	0,029	40	0,18	0,54
670÷710	0,026	40	0,16	0,36
710÷750	0,021	40	0,13	0,2
750÷790	0,011	40	0,07	0,07

L'altitude médiane est H_{med} est lue sur la courbe hypsométrique :

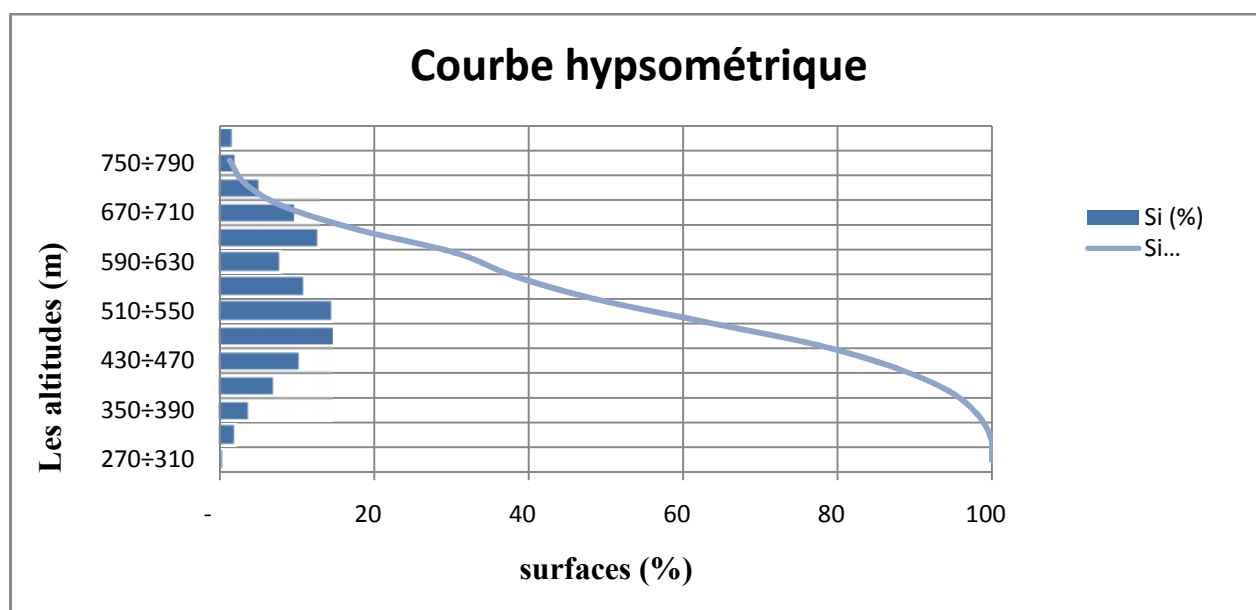


Figure II. 3 : Courbe hypsométrique

Chapitre II : Etude Hydrologique

$$H_{med}=560m$$

- Altitude moyenne:**

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{\bar{S}}$$

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km^2)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successive (m)

$\bar{S}$: Superficie du bassin versant (Km^2) $H_{moy}= 370 \text{ m}$

Tableau II.2 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km^2	15,6
Périmètre		P	km	16,2
Longueur du thalweg principal		L	km	3,6
Indice de compacité		K_C		1,14
Coefficient d'allongement		K_a		0,83
Rectangle équivalent	longueur	L_r	km	4,76
	largeur	l_r	Km	3,27
Altitudes	maximale	H_{max}	m	595
	moyenne	H_{moy}	m	370
	médiane	H_{med}	m	420
	minimale	H_{min}	m	270
Indice de pente de Roche		I_p	m/Km	1,66
Indice de pente globale		I_g	m/Km	7
Indice de pente moyenne		I_{pm}	m/Km	0,68
Densité de drainage		D_d	Km/Km^2	4, 585
Coefficient de torrentialité		C_t	Km^{-3}	4,38

Chapitre II : Etude Hydrologique

Temps de concentration	T_c	h	2,65
Vitesse de ruissellement	V_r	m/s	1,35

I.1.4. Caractéristiques climatiques du bassin versant

I.1.4.1. Acquisition des données

Les données de pluviosité pour la région à être étudiée furent obtenues par l'Agence Nationale des Ressources en Eau (ANRH) ainsi que qu'à travers l'Office National de Météorologie (ONM). Les données consistent d'observations journalières, présentées sous la forme de tableau mensuel avec les valeurs accumulées. Les valeurs de la pluviosité annuelle furent déterminées par l'addition des valeurs journalières et mensuelles.

Les stations pluviométriques utilisées dans les calculs hydrologiques sont :

Nom station	AIN KERMA	BOUHADJAR
X(m)	991,6	984,2
Y(m)	379,35	369,57
Z(m)	280	300

I.1.4.2. la température

Le climat de la région d'el-taref est caractérisé par une saison froide avec une température faible ou minimale qui est égale 11°C au mois de janvier aussi une période chaude de température maximale 25°C.

Tableau II.3 : Relevés des températures en °C

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	Moy annuelle
Température en °C	24	20	15	12	11	12	13	15	18	22	25	25	17,67

Source [ANRH]

I.1.4.3. Vitesse de vents

D'Après la station météorologique d'Annaba qui permet d'établir la rose des vents, telle que la vitesse moyenne annuelle est environ 3,5 m/s, selon le tableau qui suit la vitesse varie entre (3 m/s à 3,7 m/s).

Chapitre II : Etude Hydrologique

Tableau II.4. Relevés de vent en m/s

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	Moy annuelle
Vitesse de vent en m/s	3,4	3	3,3	3,5	3,7	3,4	3,5	3,6	3,4	3,6	3,6	3,6	3,46

Source [ANRH]

I.1.4.4. Insolation

La station d'Annaba enregistrée l'insolation sur la période 1975 a 1984.

Tableau II.5 : Durée de l'insolation moyenne journalière a la station

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	juin	juillet	aout
Insolation en heure	4.8	5.4	6.1	7	8.4	10.3	11.4	10.2	8.4	6.7	5.4	4.8

Source [ANRH]

I.1.4.5. La pluviométrie

La série d'observation pluviométrique de la station de Bouhadjar selon les coordonnées suivantes :

Tableau II.6 : Coordonnées et codes de la station de Bouhadjar

code	Station	X(m)	Y(m)	Z(m)
031503	Bouhadjar	984.2	369.75	300

I.1.4.6. Pluie moyenne annuelle

Selon le tableau II.7. Qui donne la répartition mensuelle des pluies.

Tableau II.7. Pluies mensuelle et moyennes annuelles

année	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juill	aout	annuelle
1975	65,4	68,9	48,4	62,1	123,2	53,1	8,9		0	0	0	10,5	440,5
1976	55,4	30,3	61	90,5	196	101,5	92,3	182,7	56	1,5	0		867,2
1977	13	93,8	53	118			116,2	61,7	77,9	22,2	2,2		558
1978	50,5	39,5	27,3	131,5	41		245	88				3,5	626,3
1979	0	19	18	178,5	156,3	58,2	66,1	34	0	0	0	17,5	547,6
1980	86,5	13	206,5	223,5	113,5	139	64,5	164,5	10	16,5			1037,5
1981		30,5	24,5	47	48	10	70,4	46,9			0		277,3
1982			286,5	152,5	257,9	99,8	49,5	170				53,8	1070
1983	0	7,5	65,9	11,2	33,5	39	51	53,5	24	6	0	0	291,6
1984	0	119	27	66,2	87,6	207,1	23	40	42	0	0	0	611,9
1985	16,7	16,3	222,2	129,9	54,1	22,3	10,7	18,4	195,1	9,1	0	9,4	704,2
1986	78,6	85,5	246,9	105,9	123,6	102,7	45,6	34,7	38,1	0,5	10,4	26,1	898,6
1987	23,5	116,6	468,1	184,5	133	145,2	46,5	83,5	52,2	3,9	0	95,9	1352,9
1988	13,1	51,5	60,4	55	68,8	88,9	163,1	84,1	0	0	4,8	11,1	600,8

Chapitre II : Etude Hydrologique

1989	1,8	54,7	9,5	46,9	144,7	0	61,4	0	0	26,5	0	1,8	347,3
1990	0,8	0	0	44,7	27,5	16,1	0	34,8	0,2	0	0	0	124,1
1991	0	52,3	118,9	154,3	62,6	34,5	55,7	59,8	42,6	0	0	0	580,7
1992	19,8	65,4	47,4	24,2	16,7	54,3	25,5	143,5	96,6	2,6	3,2	8	507,2
1993	0	3,9	35	92,6	28,7	51,8	67,2	24,3	20,8	1,3	0	5,5	331,1
1994	1,1	56,1	53,6	41,7	63,3	0	27,1	28,8	80,9	6	1,2	7,5	367,3
1995	32	3,4	50,4	90,9	25,9	51,8	45,4	75	13,7	6,4	0	0	394,9
1996	6,5	16,8	74	4,7	75,3	42,9	59,2	12,8	34,6	75,6	0	0	402,4
1997	61,2	75,7	140,8	175,5	103,2	97,4	74,1	70,6	69	0	0	2,7	870,2
1998	33,3	7,6	5,9	51,7	89,2	39,1	66	31,9	9,9	0	7,4	0	342
1999	29,4	116,4	24,2	325	73,4	56,6	45,7	46,9	22,5	0	0	5,7	745,8
2000	41,9	106,9	170,2	81,9	148,9	159,3	62,7	29,5	3,5	9,9	0	14,9	829,6
2001	15,6	86,2	107,1	112,5	33,4	18,8	80,1	3,8	16,7	10,9	0,4	7,7	493,2
2002	3,5	34,3	37,7	90,1	71,9	124,7	130,6	111,4	86,9	0	0	2,5	693,6
2003	12,7	27,2	82,1	152,6	94,9	57,4	52,3	58,9	17,1	29,2	1,5	2,3	588,2
2004	59	37,8	133,3	26,6	43,7	48,4	92,5	101	43,2	9,5	0	2,6	597,6
2005	4,5	68,2	51	23,3	82,6	79,2	79,8	82,7	28,1	17,4	2	0	518,8
2006	0	11,7	189	12,5	87,8	110,3	56,1	84,9	23,7	39,4	0	43,8	659,2
2007	58,3	125,6	192	30,3	59,9	11,2	45,6	109	49,1	27	0	13,4	721,4
2008	9,8	0	65,2	35,8	27,7	47,3	110,9	35,3	81,3	16,1	40,9	0	470,3
2009	59	51,3	95,3	70,4	83,2	223	90,8	206,2	0	20,9	2,5	11,54	914,14
													610,95543

Tableau II.8. Pluies maximales journalières

ANNEE	SEP	OCT	nov	déc	jan	fév	mars	avril	mai	juin	juill	aout	MAX
1975	7,3	0	29,4	11,1	10,7	16,6	22,1	12,2	23,5	9,1	13,6	7,2	29,4
1976	17,8	25,3	96,3	9,6	23,5	3,7	40,2	43,4	25,6	14,5	0	36,1	96,3
1977	0	6,9	8	4,9	18,8	15,8	16	25,7	13,3	39,4	0	0	39,4
1978	4,5	21,4	16,2	10,9	25,4	15,6	18	28,1	11,8	14,3	2	2,6	28,1
1979	19,7	20,1	43	14,6	20,9	24,1	26,2	23,9	22,7	9,4	0	1,5	43
1980	8,1	15,2	47,2	36,3	15,5	14,4	22,6	20	13,6	21,1	1,5	1,4	47,2
1981	3,5	12	11,2	30,3	12,4	26,4	32,8	44,1	43	0	0	3,4	44,1
1982	8,1	67,1	31,8	27,7	19,7	18,8	19,3	2,2	6,8	5,3	0,4	14,7	67,1
1983	33,5	31	118,3	24,7	26,5	60,2	22,2	7,7	3,5	8	0	5,7	118,3
1984	25	21,7	9,9	88,5	13,5	36,5	10,1	18,2	11	0	0,3	0	88,5
1985	24	4,2	2,8	18,9	19,6	15,2	21,9	18	9,9	0	3,2	2,7	24
1986	28,7	37,9	33,7	52,3	22	27,3	30,7	28,1	34	0	0	0	52,3
1987	6,5	7,8	25,7	2	28,2	22,4	27,8	6	9,2	39,7	0	0	39,7
1988	18,4	3,4	14,5	21,9	8	22,6	16	19,3	6,2	2,2	0	7,5	22,6
1989	0,6	26	19,2	26,5	19,5	0	12,2	8,4	38,5	6	1,2	3	38,5
1990	0	1,5	39	40,3	10,2	13,6	26	10,2	17,5	1,3	0	8	40,3
1991	14,8	16,5	34,2	10	6,1	12,5	8,2	51	77,2	2,6	3,2	0	77,2
1992	0	19,7	33,2	46,3	20,8	24,8	12,5	18,5	15	0	0	0	46,3
1993	0,8	0	0	11,5	11,5	5,1	0	11,5	0,2	0	0	1,8	11,5
1994	1,2	19,5	4,5	15,8	40,4	0	26,3	0	0	10,5	0	6,4	40,4
1995	21	17	14	10	36	47	44	46	0	15	2,5	0	47

Chapitre II : Etude Hydrologique

1996	11	24	20	22	15,9	20,6	34,8	24,4	0	0	4,8	19,7	34,8
1997	5,3	20	41	33	58	53	11	54	18	3	0	17	34,9
1998	43	30	45	51	49	22	13,9	16,7	24	0,5	10,4	9,4	51,5
1999	8,5	8,8	67,5	25	11	5,5	3,1	6	120	4,9	0	0	120
2000	0	60	27	19	24	41	23	15	18	0	0	0	60
2001	0	7,5	17	3,5	14	14,5	14	28,5	24	6	0	22	28,5
2002			64	41,5	64	27	23	45					64
2003		9	5	10	8	8	16	16			0		16
2004	24	8,5	72	69	40	41	14,5	55	10	11,5		7	72
2005	0	18	11,5	104	28,5	25,5	15,5	14	0	0	0	3,5	104
2006	32	34	21	32	16		56	38					56
2007	13	25	16	32			33	44	28	8	1,2		44
2008	23,5	14	24	16,5	42	16	20,5	56	48	1,5	0	10,5	56
2009	24,5	24,9	15,7	14,7	16,7	10,8	6,1		0	0	0	0	24,9
													51,6514

Tableau II.9. Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations

Année	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	annuelle
P[mm]													628,24
	25,85	49,791	99,951	92,7	84,7353	72,452	68,043	70,974	38,6156	11,2	2,39063	11,54	
P [%]	4,11	7,92	16,90	14,75	13,48	11,53	10,83	11,29	6,14	1,78	0,38	1,83	100

Source [ANRH]

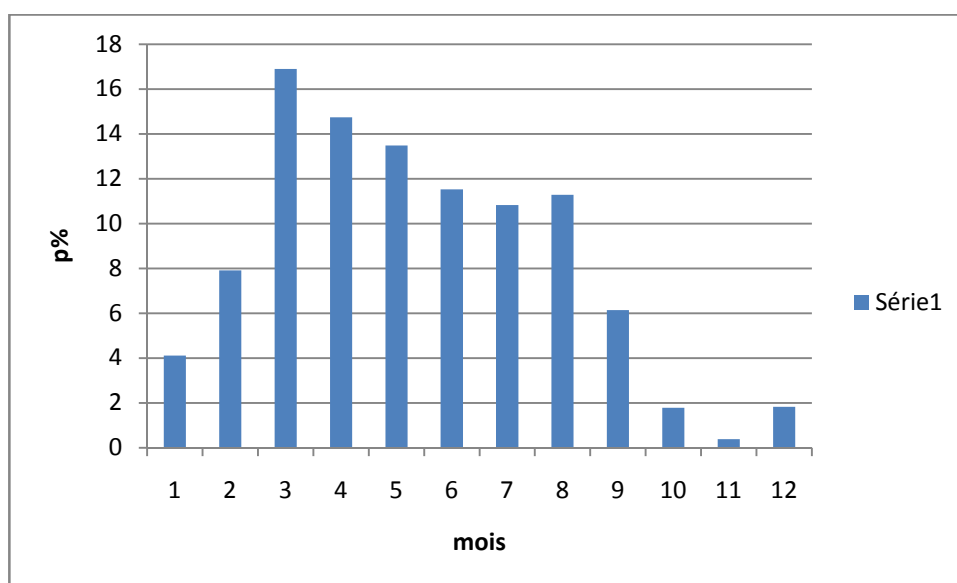


Figure II.3. Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations

Tableau II.10. Les caractéristiques pluviométriques de la région

Pluie moyenne annuelle (mm)	Pluie moyenne max journalière (mm)	Exposant climatique
610 ,95	51,65	0,33

I.1.4.7. Les pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

La station de l'oued BIBETA (031503) est considérée avec une série d'observation de 35 années (dans l'annexe I -1)

En utiliser HYFRAN pour déterminer les paramètres de la série et pour l'ajustement.

Les paramètres statistiques de l'échantillon:

Statistiques de base Nombre d'observations	35
Minimum	11.50
Maximum	120
Moyenne	51.67
Ecart-type	27.16
Médiane	44.10
Coefficient de variation (Cv)	0.5258
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.085
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.287

1-1) Les tests d'homogénéité à l'échelle annuelle

➤ Test de WILCOXON

Hypothèses

H0 : la série de pluie maximale journalière est homogène.

Résultats

Valeur de la statistique $W_y = 256$; $W_{\max} = 310.71$; $W_{\min} = 193.29$

Alors : $W_{\min} < W_y < W_{\max}$

Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 % —————> **H0 est vérifiée.**

➤ Paramètres du logiciel (HYFRAN)

T : Période de retour.

q : Fréquence.

Xt : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

1-2) Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (B. Touaibia, 2001).

Les lois d'ajustement choisies sont :

- a)- la loi de GAUSS ou loi Normal
- b)- la loi de GALTON (log-normal2).
- c)- la loi de GUMBEL
- d)- Pearson III

On a effectué l'ajustement à l'aide de logiciel « Hyfran ».

Résultats de l'ajustement :

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (II.4). Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau II-11 suivant:

Tableau II.11 : Ajustement à la loi de GUMBEL

T (ans)	q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	234.5	35.12	165.7-303.4
2000.0	0.9995	200.4	29.12	143.3-257.5
1000.0	0.9990	185.7	26.54	133.7-237.8
200.0	0.9950	151.6	20.58	111.3-191.9
100.0	0.9900	136.9	18.02	101.6-172.2
50.0	0.9800	122.1	15.47	91.76-152.4

20.0	0.9500	102.3	12.11	78.61-126.1
10.0	0.9000	87.10	9.586	68.31-105.9
5.0	0.8000	71.21	7.097	57.30-85.12
3.0	0.6667	58.56	5.355	48.06-69.06
2.0	0.5000	47.20	4.214	38.94-55.47

Paramètres

Nombre d'observations: $n = 35$

$u = 39.4403$

$\text{Alpha} = 21.18$

Quantiles

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)

$T = 1/(1-q)$

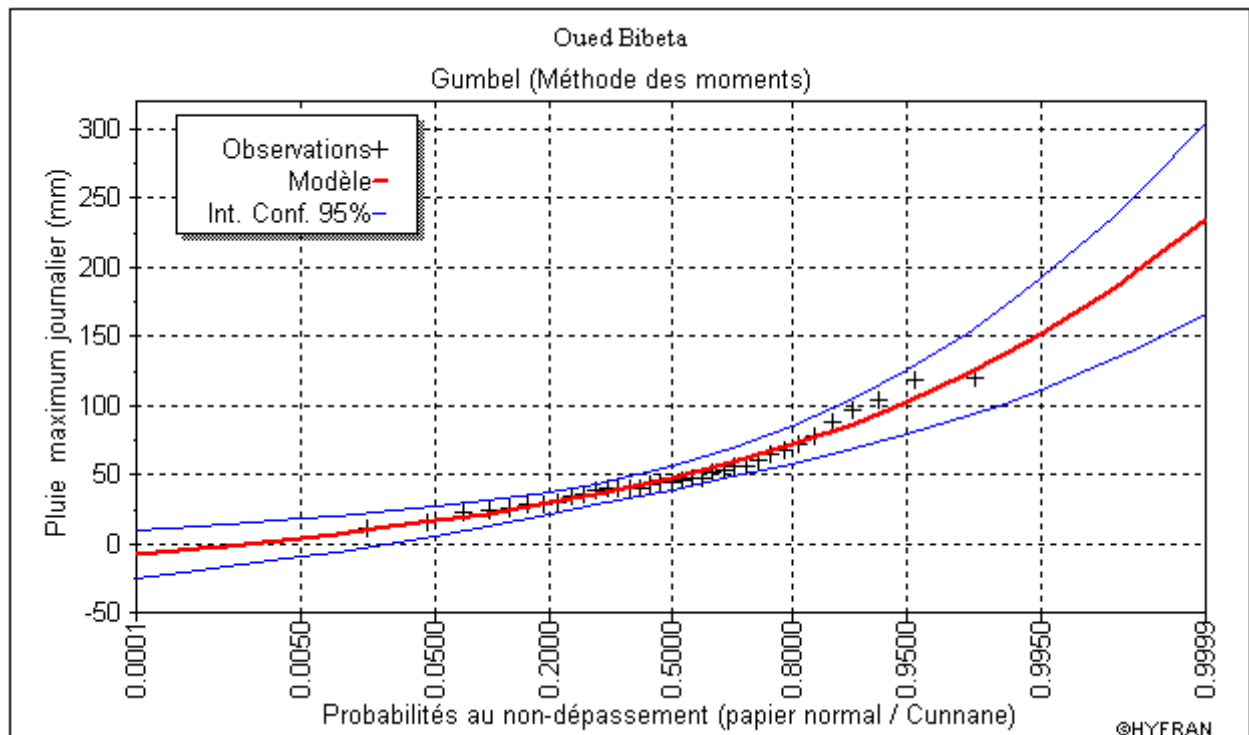


Figure II.4 : Ajustement à la loi de GUMBEL

1.3. Test d'adéquation de la loi Gumbel (Méthode des moments)

Hypothèses :

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

Résultats :

Résultat de la statistique : $\chi^2 = 5.46$

p-value $p = 0.3627$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	11.50
Maximum	Aucun	120
Moyenne	51.67	51.67
Ecart-type	27.16	27.16
Médiane	47.20	44.10
Coefficient de variation (Cv)	0.5258	0.5258
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.140	1.085
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	3.287

Tableau II.12. Les précipitations des différentes fréquences.

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10
Fréquence	0,999	0,99	0,98	0,95	0,9
$P_{\max,j}$ (mm)	185,7	136,9	122,1	102,3	87,10

1.4. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

On peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de MONTANAMI.

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

Avec : Ptc: pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de Pmaxj.

$P_{\max,j}$: pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heure.

b: exposant climatique ($b = 0,33$).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t}$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau II.13.

Tableau II.13. Intensité pour les différentes fréquences

Période de retour	1000		100		50		20		10	
Fréquence	0,1		0,2		1		2		10	
Pluies maxj	187,7		136,9		122,1		102,3		87,1	
TPS	P _{maxj} %	I ₀ (mm/h)	P _{maxj} %	I ₀ (mm/h)	P _{maxj} %	I ₀ (mm/h)	P _{maxj} %	I ₀ (mm/h)	P _{maxj} %	I ₀ (mm/h)
0,5	52,32	104,64	38,16	76,32	34,03	68,07	28,51	57,03	24,28	48,56
1	65,76	65,76	47,97	47,97	42,78	42,78	35,84	35,84	30,52	30,52
1,5	75,18	50,12	54,83	36,56	48,91	32,60	40,97	27,32	34,89	23,26
2	82,67	41,33	60,29	30,15	53,78	26,89	45,06	22,53	38,36	19,18
2,5	88,98	35,59	64,90	25,96	57,89	23,15	48,50	19,40	41,29	16,52
2,7	91,27	33,80	66,57	24,66	59,37	21,99	49,75	18,42	42,35	15,69
4	103,91	25,98	75,79	18,95	67,60	16,90	56,64	14,16	48,22	12,06
8	130,62	16,33	95,27	11,91	84,97	10,62	71,19	8,90	60,61	7,58
12	149,32	12,44	108,91	9,08	97,14	8,09	81,38	6,78	69,29	5,77
16	164,19	10,26	119,75	7,48	106,81	6,68	89,49	5,59	76,19	4,76
20	176,74	8,84	128,91	6,45	114,97	5,75	96,33	4,82	82,01	4,10
24	187,70	7,82	136,90	5,70	122,10	5,09	102,30	4,26	87,10	3,63

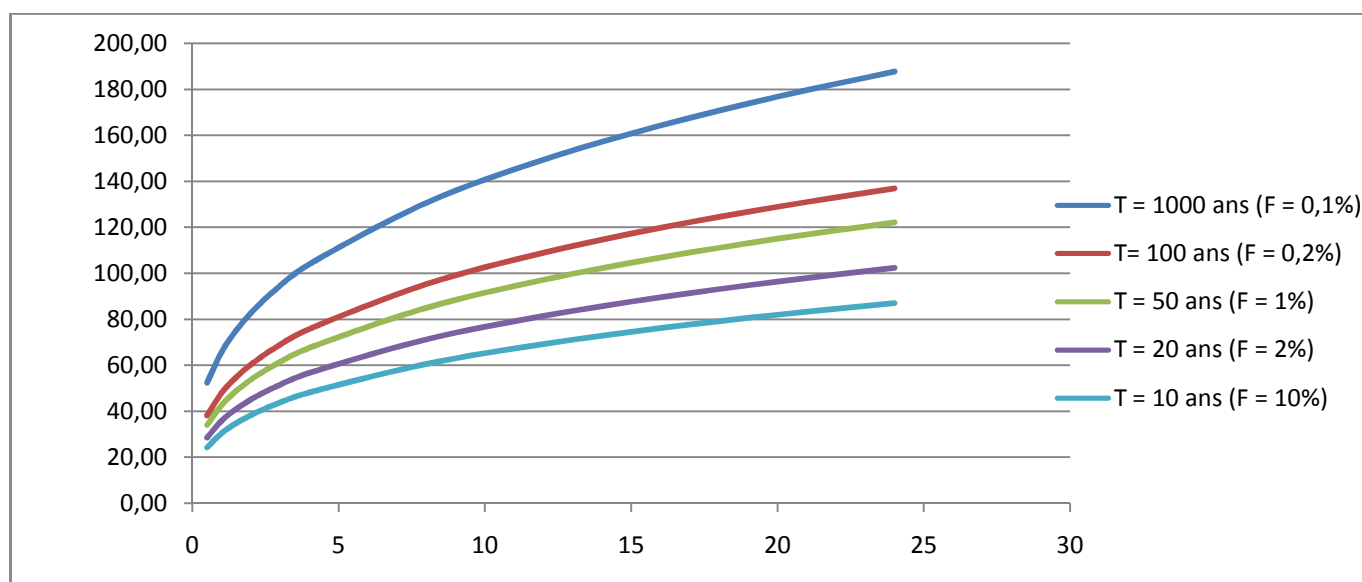


Figure II.5. Pluies de courte durée

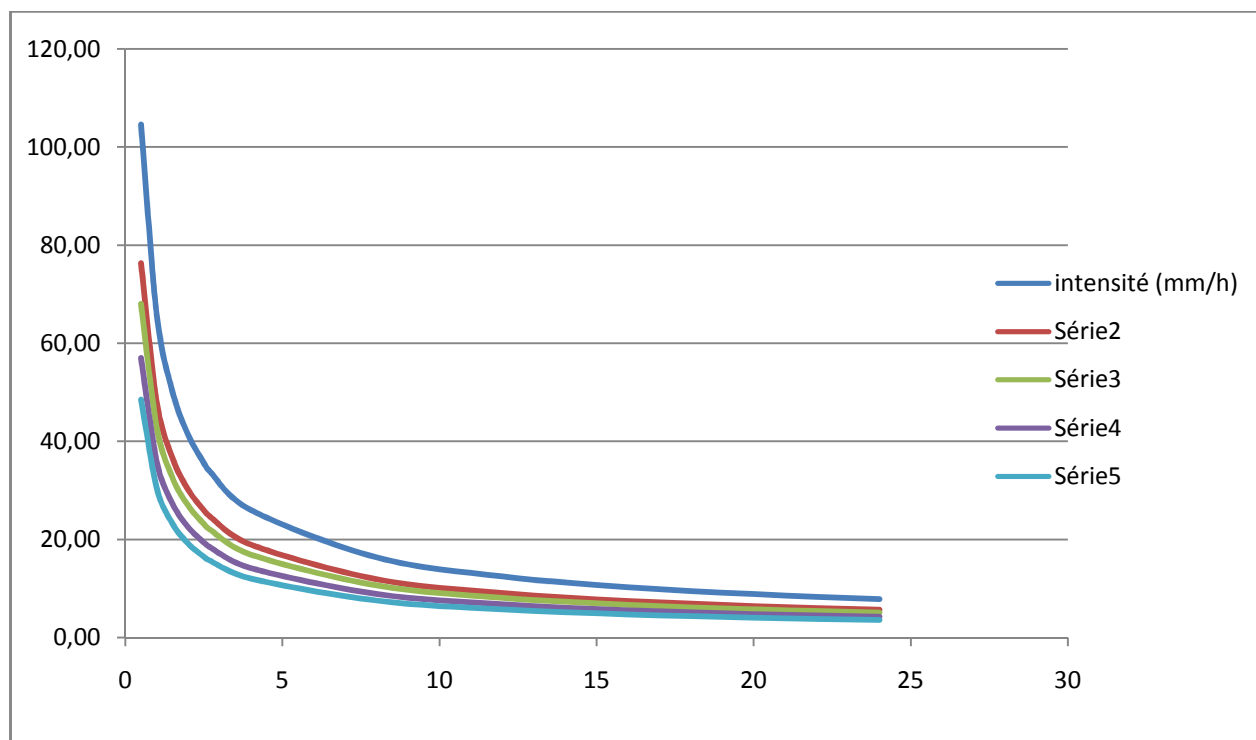


Figure II.6 Intensité durée de fréquence

II. Etudes des apports

A cause du manque des séries hydrométriques au niveau du talweg principale ; tel que on remarque que la station hydrométrique la plus proche est loin de 20 km de notre bassin. On a décidé de calculer les apports à l'aide de la formule de l'ANRH, par ce que la méthode la plus utilisée on Algérie.

II.1. Apport moyen interannuel (A_0)

La formule de l'ANRH : $A_0 = 0,915 * P^{2,684} * S^{0,842}$

Avec : P : pluie moyenne annuelle (m) ;

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

AN : l'apport moyen interannuel est : $A_0 = 2.45 Mm^3$

II.2. Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$

A_0 : Apport moyen inter annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536.10^7$ s

Soit : $Me = 77,68$ l/s

b) Module de l'écoulement relatif

On a: $M_0 = Me / S_{bv}$

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

Soit : $M_0 = 4,97 \text{ l/s/Km}^2$

c) Lambe d'eau écoulée

$$L_e = A_0 / S_{BV}.$$

Soit : $L_e = 157,05 \text{ mm}$

d) Coefficient de l'écoulement

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{\text{moy}}$

Soit : $C_e = 0,257$

e) Coefficient de variation

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquentiels paraît nécessaire, pour le dimensionnement du barrage, pour cela, il faut d'abord calculer le coefficient de variation.

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale

$$A_{\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \cdot e^{\mu \sqrt{\log(C_v^2 + 1)}}$$

Avec : $A_{\%}$: Apport de fréquence donnée

μ : Variable réduite de Gauss

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3)

C_v : Coefficient de variation

Les calculs sont effectués à partir des formules empiriques :

A / Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$C_v = \frac{A'}{50.06.M_0^{0.27}}$$

Avec : A' : coefficient géographique égale à 0.83

M_0 : module d'écoulement relatif ou spécifique l/s/km^2

S : superficie du bassin en (km^2)

AN : le coefficient de variation est : $C_v = 0.45$

B / formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = a - 0.063 \log_{10}(S+1) \quad \text{ou : } a = 0.78 - 0.029 \log_{10}(M_0)$$

Avec : M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km^2)

S : Superficie du bassin en (km^2)

Chapitre II : Etude Hydrologique

AN : $a = 0.75$

Le coefficient de variation est : $C_v = 0.67$

C/ formule Algérienne de N.N PADOUM

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds du nord de l'Algérie, cette relation s'écrit comme suit :

$$C_v = \frac{K}{M_0,23}$$

Avec : K : coefficient de réduction $K = (0.25-1.00)$ on prend $K = 0.7$

M_0 : module spécifique du bassin versant en $(l/s/km^2)$.

AN : le coefficient de variation est : $C_v = 0.48$

Tableau II.14. Récapitulatif des résultats des coefficients des variations

Formule	Le coefficient de variation C_v
Formule de KRISTEKLY MENKEL	0.46
Formule de SOKOLOVSKY	0.67
Formule Algérienne de N.N PADOUM	0.48

Les deux formules KRISTEKLY MENKEL et N.N PADOUM donnent presque la même valeur donc on prend l'un des deux soit $C_v = 0.47$

L'apport fréquentiel est alors : $A_{\%} = 2,22.e^{0.31.u}$

Les différentes fréquences sont données dans le tableau II.15

Tableau II.15. Les apports des différentes fréquences.

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Fréquence P(%)	80	10	5	2	1	0.1
Variable de Gauss	-0.84145	1.28229	1.64308	2.05046	2.32723	3.15954
Apport (Mm^3)	1.71	3,29	3.68	4.18	4.55	5.89

II.3. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

On : $A_{80\%} = 1.71 Mm^3$

Tableau II.16. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80 %

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avril.	Mai.	Juin.	Juillet.	Aout.	Moy.
Apport(%)	4,11	7,92	16,90	14,75	13,48	11,53	10,83	11,29	6,14	1,78	0,38	1,83	100
Apport 80 % (Mm^3)	0,070	0,135	0,288	0,252	0,23	0,197	0,185	0,193	0,105	0,030	0,006	0,031	1.71

II.4. transport solide

L'apport solide dépend essentiellement de la nature du bassin versant de la résistance du sol à l'érosion ainsi que la présence ou l'absence des végétation ou la formation géologique des roches et au régime des pluies et des températures.

II.4.1.Détermination du volume mort

C'est le plus bas niveau d'eau dans une retenue. Il est destiné à être rempli par les matériaux en suspension et charriés par l'oued.

La quantité des sédiments qui se dépose dans la cuvette des barrages est une partie de l'écoulement solide du cours d'eau.

On a manque des données de mesure du transport solide donc il faut basé sur les formules empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

La formule de TIXERONT est recommandée pour la région de l'est algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion, cette formule a été établie de 32 B.V algériens et 9 B.V tunisien répartition du B.V en fonction de perméabilité.

➤ Formule de TIXERONT

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15}$$

Avec : T_s : le transport solide en (T/Km²/an)

L_0 : la lame écoulée en (mm)

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant

$\alpha = 350$ (faible a moyenne)

AN : le transport solide est : $T_s = 724.78$ (T/Km²/an)

Donc le volume mort est estimé a : $V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s}$

Avec : Q_s : le débit solide (T/an), $Q_s = T_s \cdot S$

S : superficie du bassin versant

AN : $Q_s = 11596.48$ t/an ; on a T : délai de service ; $T = 50$ ans

Donc le volume mort est : $V_m = 531505.33 \text{ m}^3$

III. Etude de crues

L'intérêt économique de la détermination du débit maximal Q_{max} , probable d'un cours d'eau est évident en raison des effets destructifs bien connus de ces événements hydrologiques. Donc l'objectif de toute étude hydrologique est de déterminer pour un bassin versant donné les hydrogrammes de crues à différentes période de retour et de définir les débits maxima probables correspondants.

La détermination de ces hydrogrammes de crues probable ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données, on procédera pour la construction des hydrogrammes de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique.

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 (hydrogrammes de crue) ;
- Le temps de base ;

III.1. Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques

- **Formule de MALLET-GAUTHIER :**

$$Q_{max,p\%} = 2.k.log(1+20P_0)\frac{S}{\sqrt{L}}\sqrt{1 + 4logT - logS}$$

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

P_{moy} : pluie moyenne interannuelle (m) ;

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

L : longueur du talweg principal (km) ;

K : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin :

$$1 < K < 3 \text{ on prend } K = 2$$

T : période de retour (an).

Les résultats dans le tableau II.17

- **Formule de POSSENTI :**

$$Q_{p\%} = \frac{\mu.P_{max,j\%.S}}{L_p}$$

Avec : $P_{max,j\%}$: pluie maximale journalière correspondante a la période de retour donnée (mm)

S : superficie du bassin versant (km^2)

μ : coefficient compris entre 700 – 800 ; on prend $\mu = 700$

L_p : longueur du cours d'eau principal (km)

Les résultats dans le tableau II.17

➤ **Formule de TURRAZA :**

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot I_{tc}}{3,6} * S$$

Avec : S: superficie du bassin versant (km²);

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

I_{tc} : intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence données (mm/h) ;

Les résultats dans le tableau II.17

➤ **Formule de SOKOLOVSKY**

$$Q_{\max, p\%} = \frac{0,28 (P_{tc} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_m}$$

Avec : P_{tc} : précipitation de probabilité P% correspondant a un temps t_c ;

T_m = T_c : temps de concentration ;

F : coefficient de forme de la crue : $F = \frac{12}{(4+3 \cdot \gamma)}$

Pour S < 50 Km ²	; γ=2
Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable	2 < γ < 2,5
Pour un bassin boisé	3 < γ < 4

On prend : γ = 2. D'où : F = 1,2

H₀ : c'est la perte d'eau initiale, au nord de l'Algérie H₀ = 14 mm

S : superficie du bassin (km²) ;

α : coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée ;

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{tc\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc\%}} + \sqrt{H_0}}$$

Les résultats dans le tableau II.17

➤ **Formule de GIANDOTTI**

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot S \cdot H_{tcp\%} \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}{4\sqrt{S} + 1,5L}$$

Avec : S : superficie du bassin versant (km²);

L : longueur du talweg principale en km ;

H_{moy} = altitude moyenne en m ;

Chapitre II : Etude Hydrologique

$H_{\min}$ = altitude minimale en m ;

$H_{\text{tcp}\%}$ = lame d'eau précipité pour une probabilité et durée égale au temps de concentration des eaux.

C : coefficient topographique variant entre 66 et 166. On prend $C = 150$.

Les résultats dans le tableau II.17

Tableau II.17 : Récapitulatif des débits maxima de crue

Méthodes	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	1000
Formule de MALLET-GAUTHIER	71,90	82,48	94,68	102,96	126,62	146,50
Formule de POSSENTI	569,35	415,26	370,37	310,30	264,20	
Formule de TURRAZA	73,23	58,77	57,17	55,87	54,39	
Formule de SOKOLOVSKY	65,45	38,31	30,38	21,12	14,51	
Formule de GIANDOTTI	100,74	73,48	65,53	54,91	46,74	

III.2. Détermination des hydrogrammes de crues probable par la méthode (MALLET-GAUTHIER)

La méthode de SOKOLOVSKY assimile l'hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

Pour la montée de la crue $Q_m = Q_{\max} \% \left(\frac{t}{t_m}\right)^x$

Pour la décrue de la crue $Q_d = Q_{\max} \% \left(\frac{t}{t_d}\right)^y$

Avec : $Q_{\max} (\%)$: débit maximum de fréquence donnée (m^3/s) ;

Q_m : débit instantané de la montée (m^3/s) ;

Q_d : débit instantané de la décrue (m^3/s) ;

t_m, t_d : temps de montée et de décrue en heures ;

x, y : puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits $x = 2$ et $y = 3$;

On prend : $t_m = t_c$ (pour le petit bassin versants), avec t_c le temps de concentration du bassin versant en (heures).

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

On considère généralement que: $t_d = 2 t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a donc:

$$\begin{cases} t_m = t_c = 2,65 \text{ h} \\ t_d = 2 t_m = 5,3 \text{ h} \\ t_b = t_m + t_d = 7,95 \text{ h} \end{cases}$$

Tableau II.18 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 -2,5

Chapitre II : Etude Hydrologique

Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméable, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendus.	4,0 -7,0

Tableau II.19 : Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.

période de retour (ans)	10	20	50	100	200	1000
Fréquence Temps(h)	10	5	2	1	0,5	0,1
0	0	0	0	0	0	0
0,3	0,921	1,057	1,213	1,320	1,623	1,878
0,6	3,686	4,228	4,854	5,278	6,491	7,510
0,9	8,293	9,514	10,921	11,876	14,605	16,898
1,2	14,743	16,913	19,415	21,112	25,964	30,041
1,5	23,037	26,426	30,335	32,988	40,569	46,938
1,8	33,173	38,054	43,683	47,503	58,419	67,591
2,1	45,152	51,796	59,457	64,657	79,515	91,999
2,4	58,974	67,652	77,658	84,450	103,856	120,162
2,65	71,900	82,480	94,680	102,960	126,620	146,500
0,5	53,410	61,270	70,332	76,483	94,059	108,826
1	38,398	44,048	50,563	54,985	67,621	78,238
1,5	26,500	30,400	34,896	37,948	46,669	53,996
2	17,356	19,910	22,855	24,853	30,564	35,363
2,5	10,602	12,162	13,961	15,182	18,670	21,602
3	5,876	6,741	7,738	8,414	10,348	11,973
3,5	2,817	3,231	3,709	4,033	4,960	5,739
4	1,061	1,217	1,397	1,519	1,869	2,162
4,5	0,247	0,284	0,326	0,354	0,435	0,504
5	0,013	0,015	0,017	0,019	0,023	0,027
5,3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

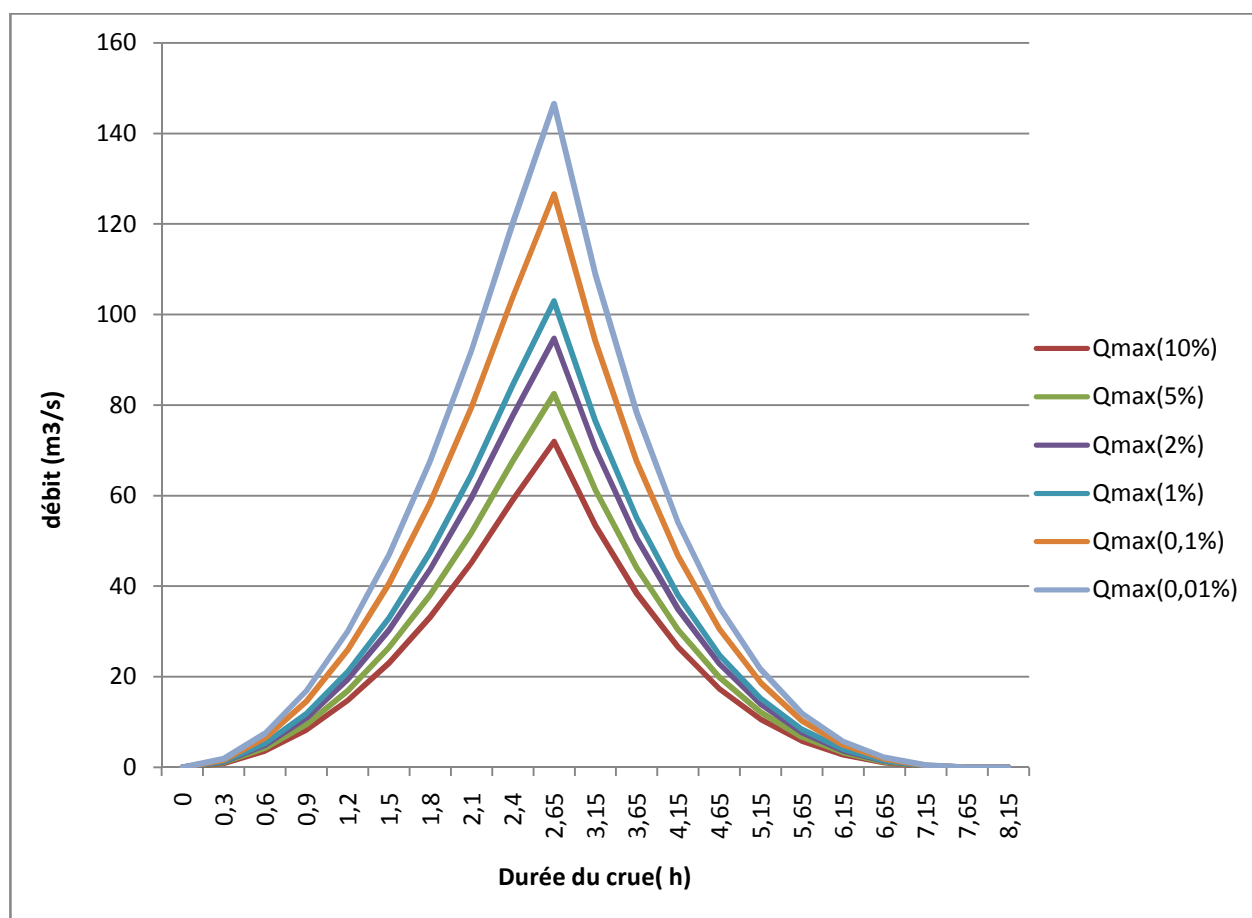


Figure II.7 : Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

III.3. Choix de fréquence de la crue du projet :

La crue de projet est la crue de la plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 10000 ans).

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Plusieurs comités et écoles ont donné des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

- ♦ Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).

Chapitre II : Etude Hydrologique

- ◆ Le C.T.G.R.E.F.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

- ◆ Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- ◆ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau II.20 : Catégories des dommages résultant des crues.

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau II.21 : Crues de projet recommandé.

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielle perméabilité...)

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement faible), D'où $Q=146,5 \text{ m}^3/\text{s}$ $T=1000 \text{ ans}$

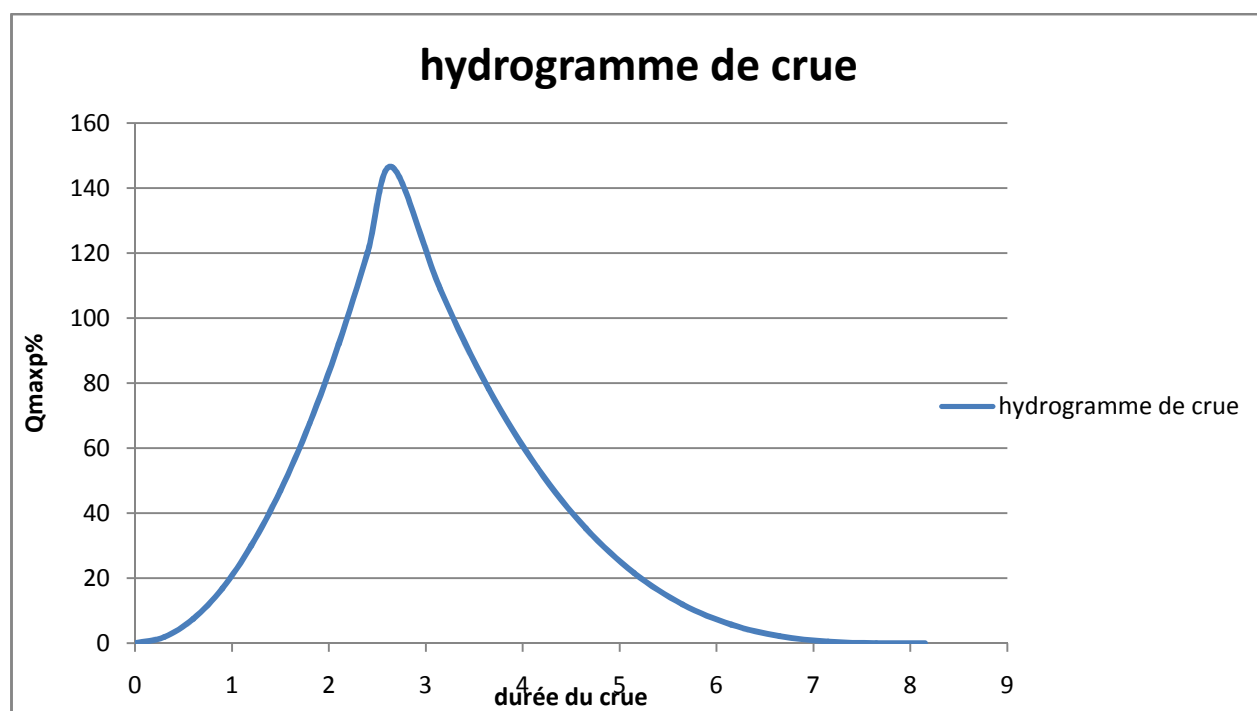


Figure II.8 : Hydrogramme du crue de période de retour 1000 ans

IV. Régularisation de l'écoulement :

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieur à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les calculs de la régularisation annuelle sont fondés sur le bilan hydrique du barrage pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume du barrage le plus grand de point de vu capacité. Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions garanties sont les outils de base pour les calculs.

Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir du barrage. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie. Pour ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base suivantes :

- Les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant du dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- Les besoins en eau des utilisateurs.

IV.1. Courbes caractéristiques de la retenue

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude et la surface inondée aussi.

Pour tracer les courbes en se basant sur le levé topographique et à l'aide de Autocade on établie un tableau II.22 contenant les caractéristique de la cuvette du retenue ; la hauteur en fonction de volume et la surface comme il est représenté sur la figure II.9

Tableau .II.22 : Caractéristiques topographiques de la retenue

Elévation (m NGA)	Superficie (km2)	Capacité (Hm3)
270	0,000	0
275	0,415	0,415
280	1,249	0,9
285	3,67	1,55
291	7,114	2,3
295	8,825	2,8
300	9,76	3,5
303	11,56	4

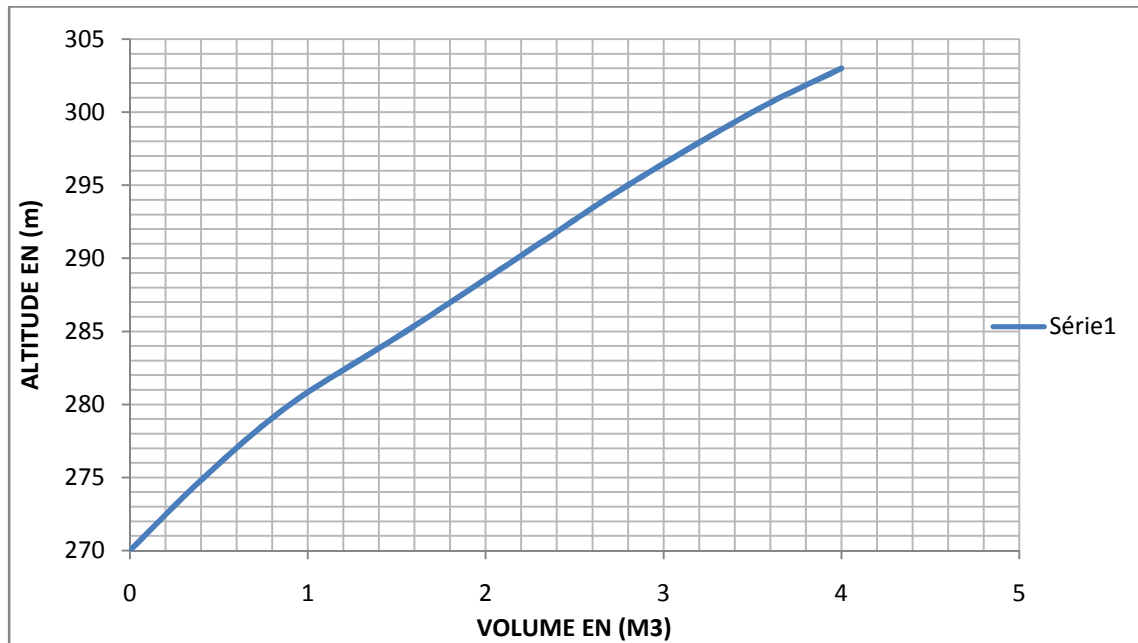


Figure II.9 : La courbe capacité - hauteur et la courbe surface - hauteur

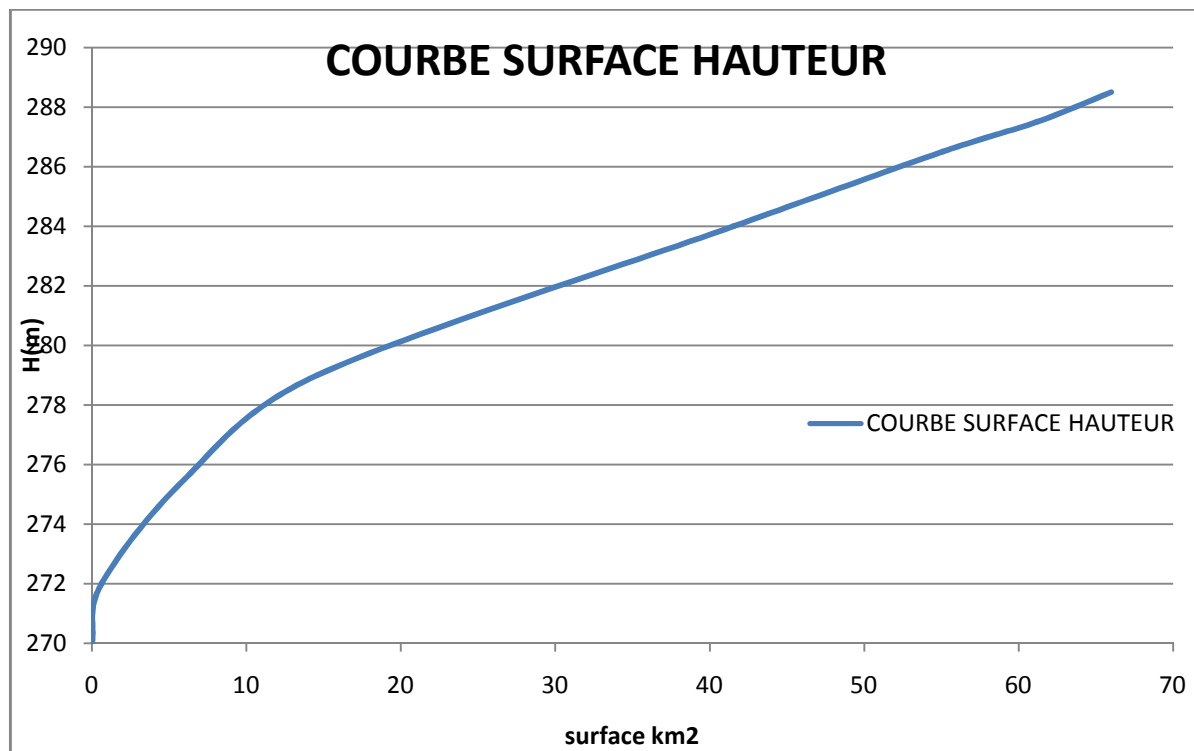


Figure II.10 : la courbe surface hauteur

IV.2. Répartition des besoins :

Le but d'utilisation du barrage de BIBETA est de satisfaire les besoins d'irrigation de bibeta. La répartition mensuelle des besoins étant supposée suivre une loi agricole simplifiée utilisée souvent au Nord de l'Algérie. La répartition des besoins est comme suit :

Chapitre II : Etude Hydrologique

La surface qu'on a à irriguer est de 150 Ha en posant la norme d'irrigation : $N=5000 \text{ m}^3/\text{an}/\text{Ha}$.

Tableau II.23 : Répartition mensuelle des besoins d'irrigation

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU
Besoin en (%)	4,84	1,98	0,44	0	0	0,22	1,76	7,03	18,68	24,4	26,37	14,29
U_{irr} (Mm ³)	0,792	0,324	0	0	0	0	0	0	3,057	3,99	4,31	2,33

IV.3. Répartition des apports mensuelle 80% :

L'apport 80% et déjà calculé dans le tableau II.16

Tableau II. 24 : Répartition des apports mensuelle 80%

mois	septembre	octobre	novembre	décembre	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	août
A80%	0,070	0,135	0,288	0,252	0,23	0,197	0,185	0,193	0,105	0,030	0,006	0,031

IV.4. 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,

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau",

➤ Procédé 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 d'Novembre jusqu'au mois de Mars,

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W - U)$,

Avec :

Vrf : Volume de remplissage final

Vri : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

IV.4.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau II.25

Du **Tableau II.25** on a :

$$V_s = 1,345 \text{ Mm}^3,$$

$$V_d = 1,192 \text{ Mm}^3,$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps,

$$V_s > V_d \quad \text{D'où : } V_u = V_d \quad \text{Alors :}$$

$$V_u = 1,192 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$\text{D'où : } V_{NNR} = 1,72 \text{ Mm}^3$$

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR

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.

Chapitre II : Etude Hydrologique

- 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.

Tableau II.25 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (m3)	U (m3)	W-U (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
				0,53				0,53	0,153
Novembre	0,288	0	0,288	0,818	0,818		0,377	0,377	
Décembre	0,252	0	0,252	1,07	1,07		0,665	0,665	
Janvier	0,23	0	0,23	1,3	1,3		0,917	0,917	
Février	0,197	0	0,197	1,497	1,497		1,147	1,147	
Mars	0,185	0	0,185	1,682	1,682		1,344	1,344	
Avril	0,193	0	0,193	1,875	1,72	0,153	1,529	1,529	
Mai	0,105	0,125	-0,02	1,7	1,7		1,722	1,722	
Juin	0,03	0,106	-0,076	1,624	1,624		1,702	1,702	
Juillet	0,006	0,205	-0,199	1,425	1,425		1,626	1,626	
Août	0,031	0,346	-0,315	1,11	1,11		1,427	1,427	
Septembre	0,07	0,37	-0,3	0,81	0,81		1,112	1,112	
Octobre	0,135	0,417	-0,282	0,53	0,53		0,812	0,812	
Total	1,722	1,569	0,153				0,53		

Les deux consignes d'exploitation sont représentées selon le graphe suivante :

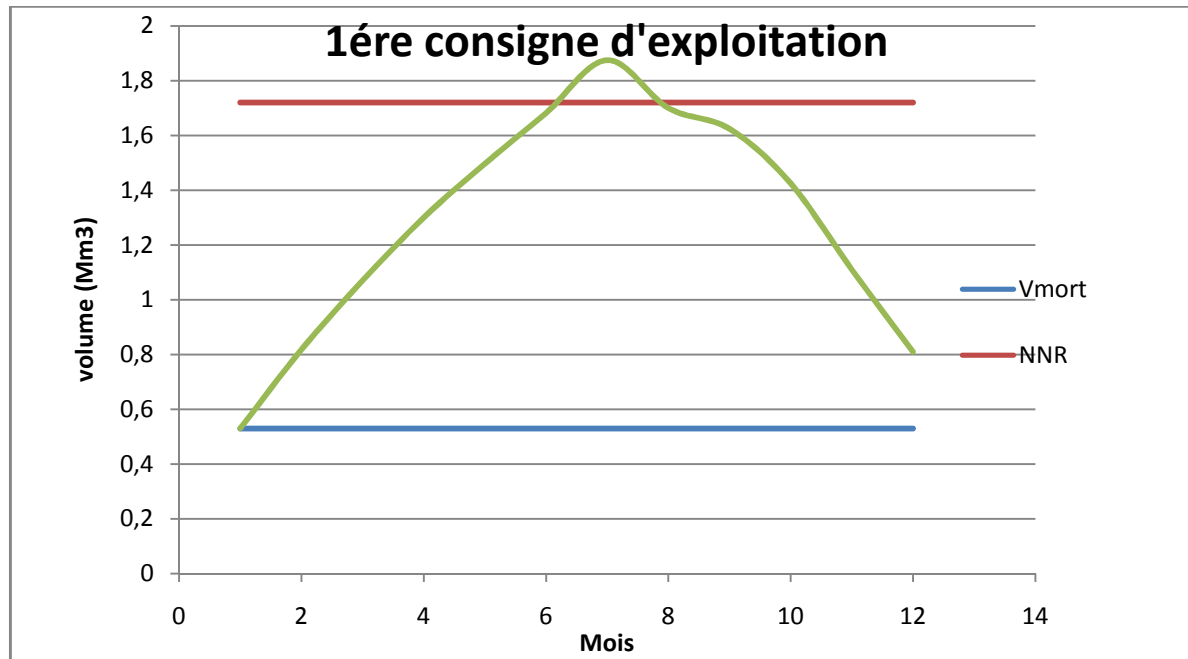


Figure II.11: 1^{ère} consigne d'exploitation

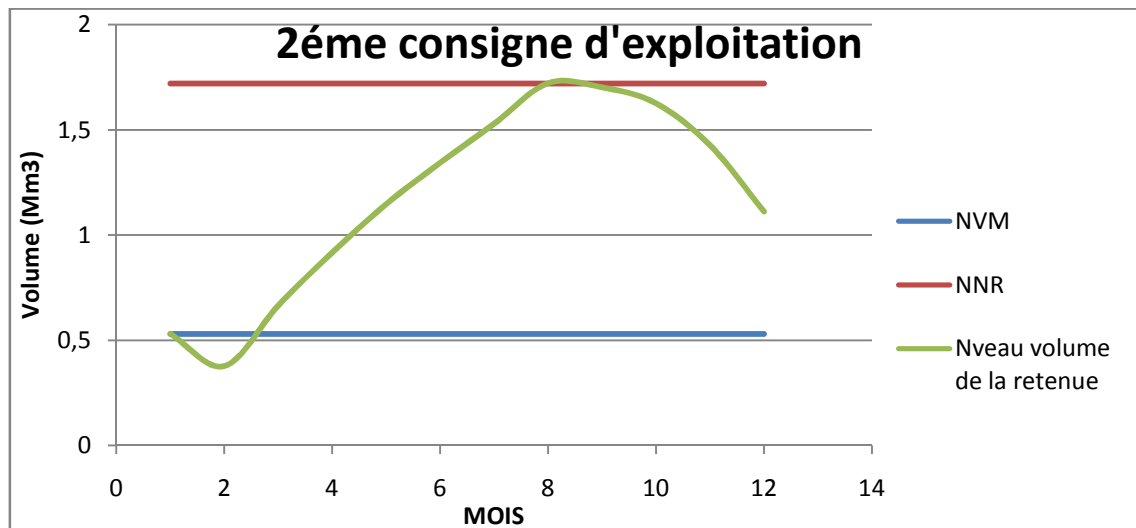


Figure II.12 : 2^{ème} consigne d'exploitation

IV.4.2. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

On a:
$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$$

V_{ep} : volume perdu a cause de l'évaporation.

Chapitre II : Etude Hydrologique

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}).

V_{moy} : volume moyen $\left[V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right]$.

$V_{\text{rf},i}$ et $V_{\text{rf},i+1}$: les volumes de la retenue de deux mois successifs.

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100}$$

V_{inf} : volume perdu à cause de l'infiltration.

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau IV.32.

V_{moy} : volume moyen $\left[V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right]$.

$V_{\text{rf},i}$ et $V_{\text{rf},i+1}$: les volumes de la retenue de deux mois successives.

Tableau II.26 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

$\delta=0,5$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau II.27 suivant :

Tableau II.27 : Les volumes des pertes dans la retenue

Pertes par évaporation et infiltration (1er approximation)						
Mois	V moy (m3)	S moy (m2)	E vp (mm)	V evp (m3)	V inf (m3)	P (m3)
Novembre	0,818	0,03	43	0,00129	0,00409	0,0054
Décembre	0,994	0,06	43	0,00258	0,00497	0,0076
Janvier	1,185	0,09	41	0,00369	0,005925	0,0096

Chapitre II : Etude Hydrologique

Février	1,398	0,1	45	0,0045	0,00699	0,0115
Mars	1,58	0,15	65	0,00975	0,0079	0,0177
Avril	1,77	0,2	75	0,015	0,00885	0,0239
Mai	1,78	0,23	115	0,02645	0,0089	0,0354
Juin	1,66	0,27	151	0,04077	0,0083	0,0491
Juillet.	1,52	0,07	160	0,0112	0,0076	0,0188
Août	1,26	0,08	170	0,0136	0,0063	0,0199
Septembre	0,96	0,06	121	0,00726	0,0048	0,0121
Octobre	0,53	0,04	75	0,003	0,00265	0,0057
Total			1100	0	0	0

La régularisation saisonnière en tenant compte des pertes est montrée dans le Tableau II.28 :

IV.4.3. Estimation de l'erreur

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

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

V'_u : volume utile en tenant compte des pertes.

$$\zeta = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100$$

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

$$V'_u = 1.33 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_u = 1.19 \text{ Mm}^3$$

Donc : $\zeta = 1,98$ c.à.d. la condition est vérifiée et En prend $V_u = 1.19 \text{ Mm}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U$

$$V_{NNR} = 1.72 \text{ Mm}^3$$

Chapitre II : Etude Hydrologique

Tableau II. 28 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes									
Mois	W (Mm3)	U+P (Mm3)	W-(U+P) (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0,53			-0,08	0,53	0,08
Novembre	0,288	0,00538	0,283	0,813	0,810		0,450	0,451	
Décembre	0,252	0,00755	0,244	1,057	1,050		0,733	0,733	
Janvier	0,23	0,009615	0,220	1,277	1,277		0,977	0,978	
Février	0,197	0,01149	0,186	1,463	1,460		1,198	1,198	
Mars	0,185	0,01765	0,167	1,630	1,630		1,384	1,384	
Avril	0,193	0,02385	0,169	1,799	1,720		1,550	1,551	
Mai	0,105	0,16035	-0,055	1,665	1,807	0,08	1,720	1,775	
Juin	0,03	0,15507	-0,125	1,530	1,682		1,720	1,807	
Juillet	0,006	0,2238	-0,218	1,400	1,465		1,682	1,682	
Août	0,031	0,3659	-0,335	1,130	1,130		1,465	1,465	
Septembre	0,07	0,38206	-0,312	0,818	0,818		1,130	1,130	
Octobre	0,135	0,42265	-0,288	0,530	0,530		0,818	0,818	
Total	1,72	1,80	Vnnr=	1,720			0,530		

IV.6.Laminage des crues

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, ce type de calcul optimise la capacité de stockage temporaire de la retenue et le débit progressive de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:

$$Qdt=q.dt+S.dh$$

Q: le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

S : la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l'instant **t** est : $Q-q= S.dh/d$

Ou :

dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour les méthodes de Katherine, et celle de Hildenblate qui sont des méthodes grapho-analytique

Généralement la méthode de HILDENBLAT et la méthode step by step sont utilisées dans les grands barrages c'est pour cela qu'on opte pour la méthode de KOTCHERINE qui est détaillé par la suite

1) La méthode de Hildenblat

Pour faire le laminage des crues par cette méthode, on doit avoir les données suivantes :

- Hydrogramme de crue fréquentiel : $Q_{p\%}=f(t)$.
- Courbe des volumes d'eau dans la retenue : $V=f(H)$.
- Courbe des variations d'eau dans la retenue au dessus du niveau normal de la retenue.

Le débit maximum déversé (q) peut être donné par la formule de Kotchérine améliorée par Sokolovsky pour les hydrogrammes à une pointe ou triangulaire :

$$q_{\max p\%} = 0.85 Q_{p\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_{cp\%}}\right)$$

Avec :

$V_{cp\%}$: Volume de la crue de probabilité P%.

V_f : Volume déversant de sécurité ou volume forcé.

D'après Kotcherine, le volume forcé est donné par la formule :

Chapitre II : Etude Hydrologique

$$V_f = (0.05 \div 0.2) V_{cp\%}$$

Le volume de la crue est égal au produit de chaque débit Q par l'intervalle de temps $1h=3600s$:

$$V_{cp\%} = 0,527 \text{ Mm}^3$$

Donc le volume forcé sera :

$$V_f = 0,2 \times 0,527 = 0,105 \text{ Mm}^3$$

Maintenant on a les valeurs des paramètres V_f , $V_{cp\%}$, et $Q_{p\%}$, on peut calculer le débit maximum à évacuer $q_{\max p\%}$.

$$q_{\max p\%} = 0.85 \times 146,5 \times \left(1 - \frac{0,105}{0,527}\right) = 99,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_{\max p\%} = 99,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le volume au dessous de la cote NPHE est

$$V_{NPHE} = V_{NVM} + V_U + V_f$$

Application numérique :

$$V_{NPHE} = 0,53 + 1,19 + 0,105 = 1,82 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NPHE} = 1,82 \text{ Mm}^3$$

La charge maximale déversant h_d

$$h_d = \nabla_{NPHE} - \nabla_{NNR} = 287,3 - 286 = 1,3 \text{ m}$$

$$h_d = 1,3 \text{ m}$$

La largeur du déversoir de l'évacuateur de crue de surface est calculée par la formule suivante :

$$q = m b h_d^{3/2} \sqrt{2g}$$

Avec :

m : Coefficient de débit dépendant du type de déversoir

b : Largeur du déversoir

Chapitre II : Etude Hydrologique

h_d : Charge sur le déversoir.

$$D'où : b = \frac{q_{\max} p\%}{m h_d^{3/2} \sqrt{2g}}$$

Application numérique :

$$b = \frac{151,83}{0,49 \times 1,3^{3/2} \times \sqrt{2 \times 9,81}} = 31 \text{ m} \quad \text{On prend : } b = 31 \text{ m}$$

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessous du déversoir est calculée et tracée :

$$q = f(V + \frac{1}{2} q \Delta t)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.29 : Volumes et débits déversant.

H_d (m)	q (m ³ /s)	$\frac{1}{2}q\Delta t$ (Mm ³)	V (Mm ³)	$V + \frac{1}{2}q\Delta t$ (Mm ³)
0	0	0,00	1,72	1,72
0,2	6,02	0,00	1,73	1,73
0,4	17,02	0,01	1,75	1,75
0,6	31,27	0,01	1,77	1,78
0,8	48,14	0,02	1,79	1,80
1	67,28	0,03	1,8	1,81
1,2	88,45	0,04	1,82	1,84
1,4	111,45	0,04	1,84	1,86
1,6	136,17	0,05	1,85	1,88
1,8	162,49	0,06	1,86	1,89

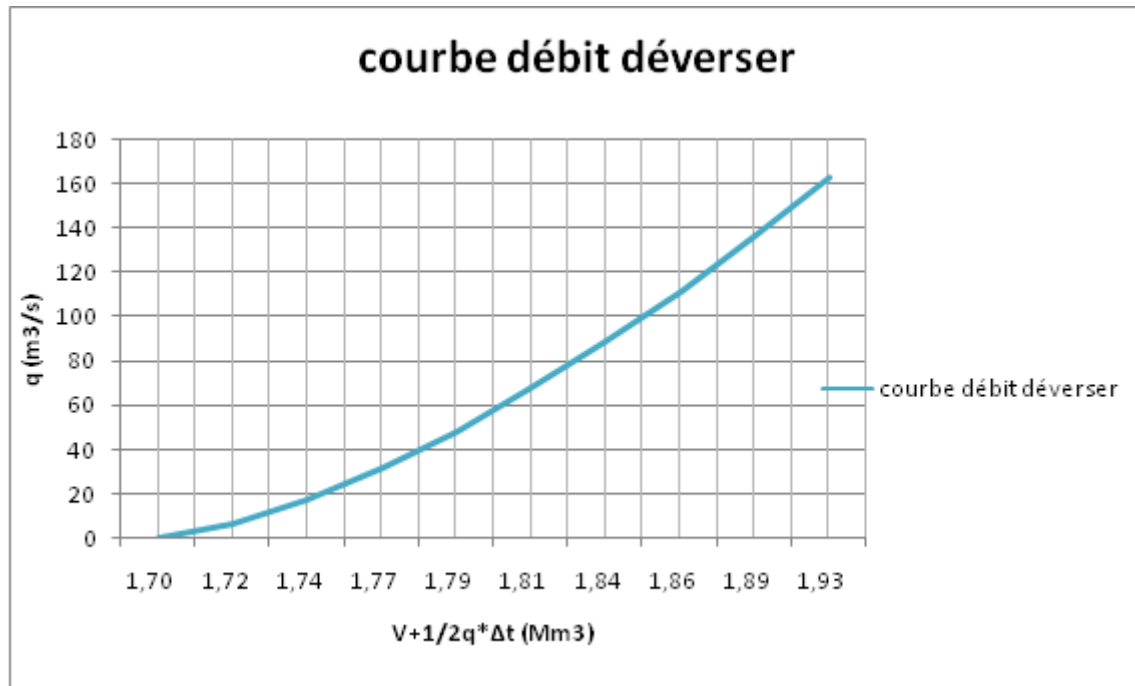


Figure II.13 : Courbe des débits déverser

Tableau II.30 : Les résultats des débits laminés

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie		
t	Q		t	Q	
0	0,0		0	0,0	
32	5,9		52	1,9	
80	36,6		129	12,0	
159	146,5		258	47,9	
223	75,0	64	498	24,5	240
254	50,2	95	618	16,4	360
286	31,6	127	739	10,3	481
318	18,3	159	859	6,0	601
350	9,4	191	979	3,1	721
382	4,0	223	1099	1,3	841
413	1,2	254	1219	0,4	961
445	0,1	286	1339	0,0	1081
477	0,0	318	1459	0,0	1201

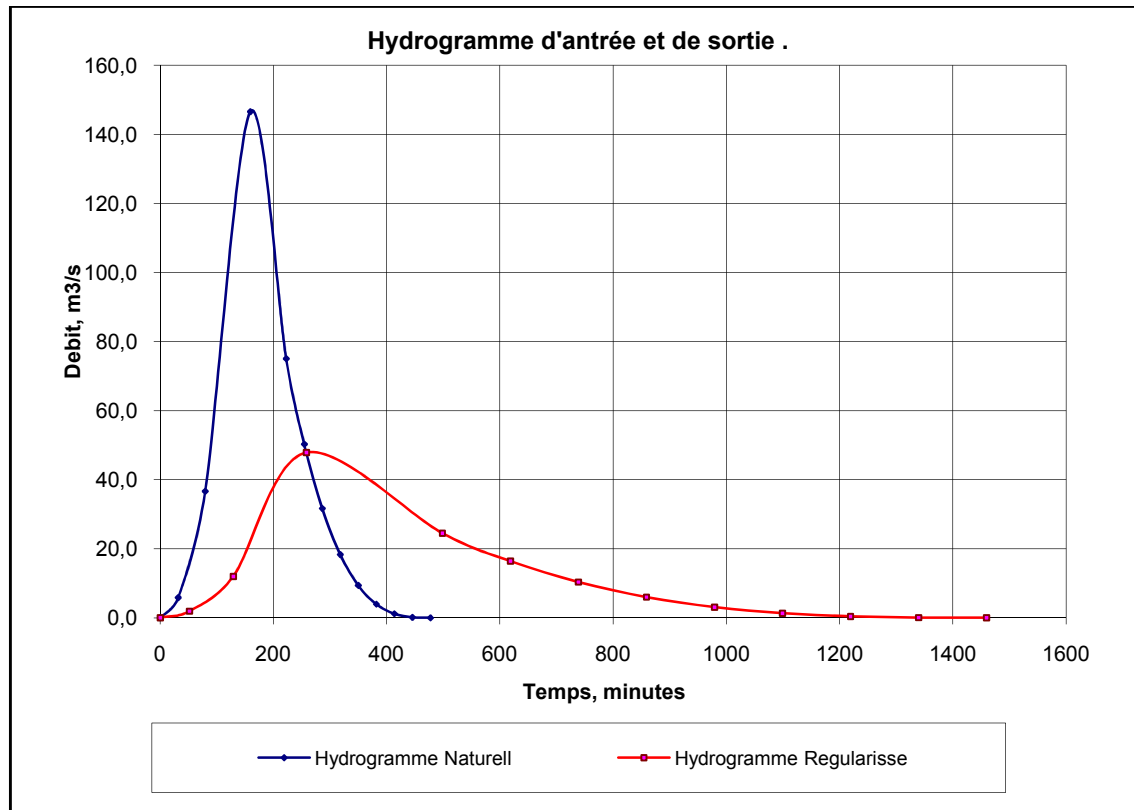


Figure. II.14 : Hydrogramme des débits laminée

2) 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.

1. Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right)$$

Où :

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

V_C : le volume de la crue correspondant au $Q\%$ en m^3 .

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

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

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

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.

2. 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 :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

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 0,49;

g : l'accélération de pesanteur; [$g = 9,81 m^2/s$];

L : la largeur de déversoir [m],

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 2 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

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

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

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)}$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule et L compris entre 15 et 50 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g}$$

Ou :

Chapitre II : Etude Hydrologique

H_o : la charge globale.

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

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} . Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue 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 de la figure sont accordés a la table de calculs, en faisant varier les variables H et L , Les relations s'ajustent automatiquement.

Procédé de calcul

Les différentes valeurs des lames d'eau H_d

- Définir la cote $PHE = NNR + H_d$
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume V_{PHE} relatif à chaque cote de PHE.
- Définir le volume en charge pour chaque lame tel que : $V_f = V_{PHE} - V_{NNR}$.
- Définir le volume de la crue pour l'Hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire.

Tableau II.31 : Données initiales

Données initiales	
g	$9,81 \text{ m}^2/\text{s}$
α	1
$Q_{0,1\%}$	$146,5 \text{ m}^3/\text{s}$
$V_{\text{crue } 1\%}$	$0,105 \text{ Mm}^3$
m	0,49

Tous les calculs et résultats sont illustres ci après :

Tableau II.32 : Calcul du débit déversant pour différentes largeurs b et la charge H_d . Traiter par la méthode de KOTCHERINE est (Dans l'annexe II.I)

Les résultats de l'étude du laminage des crues d'après la méthode de Kotcherine sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.32 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine :

b_d (m)	H_d (m)	∇ NPHE (mNGA)	V_f (Mm ³)	q (m ³ /s)
5	1,43	287,43	0,2	19,9
10	1,27	287,27	0,15	30
15	1,10	287,10	0,11	38
20	0,98	286,98	0,1	41
25	0,92	286,92	0,06	47
30	0,85	286,85	0,05	50
35	0,79	286,79	0,04	53

En utilise les résultats de cette méthode pour tracer une courbe permet de voire la variation de débit en fonction de la charge déversant et la largeur de déversoir,

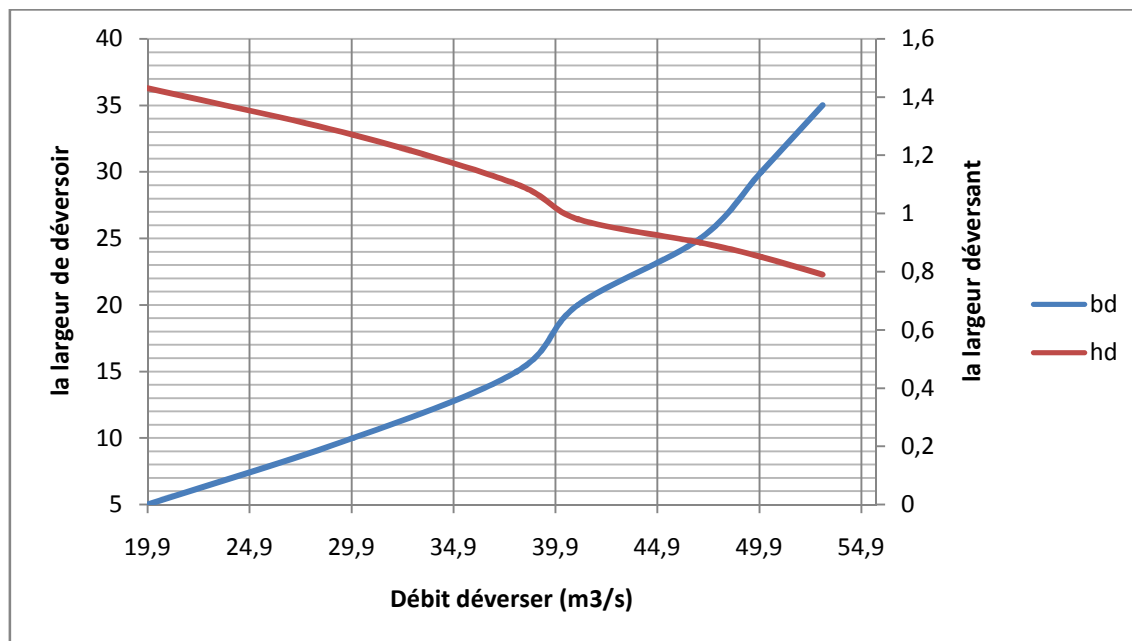


Figure II.15 : La variation de la charge et la largeur en fonction de débit

Conclusion

D'après le graphe II.15 on remarque que à partir de point $b_d=25$ m et $H_d=0,92$ m la variation de b_d est très faible et par contre la variation de la charge et la largeur il subit des variations importantes.

V. 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 déversant correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

V.1. La revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la cote des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H , de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g}$$

La hauteur des vagues H est estimée à l'aide des formules suivantes :

➤ **Formule de Stevenson :**

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt{F}$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [$F=0,90$ km].

➤ **Formule de Molitor :**

$$H = 0,75 + 0,032\sqrt{UF} - 0,27\sqrt[4]{F}$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; $U=12$ Km/h.

➤ **Formule de Mallet-PAQUANT**

$$H = 0,5 + 0,33\sqrt{F}$$

➤ **Formule de simplifiée :**

$$H = 1 + 0,3\sqrt{F}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau II.33.

Tableau II.33 : hauteurs des vagues.

Formule	H(m)
Formule de Stevenson	0,82
Formule de Molitor	0,78
Formule de Mallet-PAQUANT	0,81
Formule simplifiée	1,16

Chapitre II : Etude Hydrologique

On adopte donc la valeur de $H=0,81$ m car c'est la valeur la plus proche de la moyenne.

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V=1,5+2H$$

H : hauteur des vagues (en m).

$$V=3,12 \text{ m/s}$$

Donc la revanche minimale sera : $R= 1,3$ m

On prend $R= 1,3$ m pour dimensionnement du barrage.

V.2. Dimensionnement préalable de la digue

a) Largeur en crête :

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

1- Formule de KNAPEN : $b_{cr}=1,65\sqrt{H_b}$

2- Formule de F-PREECE : $b_{cr}=(1,1\sqrt{H_b}) + 1$

3-Formule Anonyme (simplifiée) : $b_{cr}=3,60^3\sqrt{H_b} - 3$

4- Formule pratique : $b_{cr}=\frac{5}{3}\sqrt{H_b}$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau II.34 : Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête

Formule	b_{cr} (m)
Formule de KNAPEN :	6,80
Formule de F-PREECE :	5,53
Formule Anonyme (simplifiée) :	6,25
Formule pratique :	6,87
Moyenne	6,36

On opte pour une largeur de crête égale à: $b_{cr}= 6$ m.

b) Hauteur de Barrage:

$$H_B= \nabla \text{NNR} - \nabla C_f + h_{\text{dév}} + R + t$$

On admet une valeur de $t=0,5$ m pour le tassement du barrage.

$$H_B=286-270+h_d+1,3+0,5= (17,8+ h_d) \text{ m}$$

H_d ; la charge déversant varie en fonction la lame déversant.

c) Pentes des talus:

Fruit de talus Amont: $m_1 = 3$

Fruit de talus Aval: $m_2 = 2,5$

V.3. Calcul du coût de la digue

On calcule en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversant afin de déterminer son coût et le volume de la digue on peut utiliser COVADIS, il permet de donner le volume avec précision, les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau II.35 : la variation de l'ouvrage en fonction de dimensionne

digue	b (m)	h_d (m)	H_b (m)	V_{totale} (m ³)	coûts(MDA)
1	10	1,27	19,07	156500	46,95
2	15	1,10	18,90	153920	46,16
3	20	0,98	18,78	148000	44,40
4	25	0,92	18,72	145000	43,50
5	30	0,85	18,65	149060	44,71

NB : le coût unitaire de 1 m³ de remblai 300 DA (source ANBT)

V.4. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et canal d'approche ces deux ouvrages sont les principaux pour l'évacuateur, concernant le chenal l'écoulement et le bassin de dissipation leurs cout ne varie par bouque en fonction de la largeur et la charge donc en peut le néglige, et en peut utiliser un le même coursier pour les déférentes largeurs de déversoir.

V.4.1. Coût du déversoir

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

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

L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n$$

Avec : $K = 2,127$ et $n = 1,85$

Donc : $Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}}$

Avec : H : Charge sur le seuil (m).

Chapitre II : Etude Hydrologique

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

Tableau II.36 : Les coordonnées de profile Creager pour différentes charges

hd(m)	1,75	1,38	1,18	0,98	0,70
X(m)	Y(m)	Y(m)	Y(m)	Y(m)	Y(m)
0,25	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04
0,50	0,10	0,11	0,12	0,14	0,16
1,00	0,35	0,38	0,43	0,51	0,57
1,50	0,73	0,81	0,92	1,09	1,22
2,00	1,25	1,38	1,56	1,85	2,07
2,50	1,89	2,09	2,36	2,80	3,13
3,00	2,65	2,93	3,31	3,92	4,38
3,50	3,52	3,89	4,40	5,22	5,83
4,00	4,51	4,99	5,63	6,68	7,46
4,50	5,60	6,20	7,00	8,31	9,28
5,00	6,81	7,53	8,51	10,09	11,28
5,50	8,12	8,99	10,15	12,04	13,45
6,00	9,54	10,55	11,93	14,14	15,80
6,50	11,07	12,24	13,83	16,40	18,32
7,00	12,69	14,04	15,86	18,81	21,02
7,50	14,42	15,95	18,02	21,37	23,88
8,00	16,25	17,97	20,31	24,08	26,90
8,50	18,18	20,10	22,72	26,94	30,10
9,00	20,20	22,35	25,25	29,95	33,46
9,50	22,33	24,70	27,91	33,10	36,97
10,00	24,55	27,16	30,68	36,39	40,66

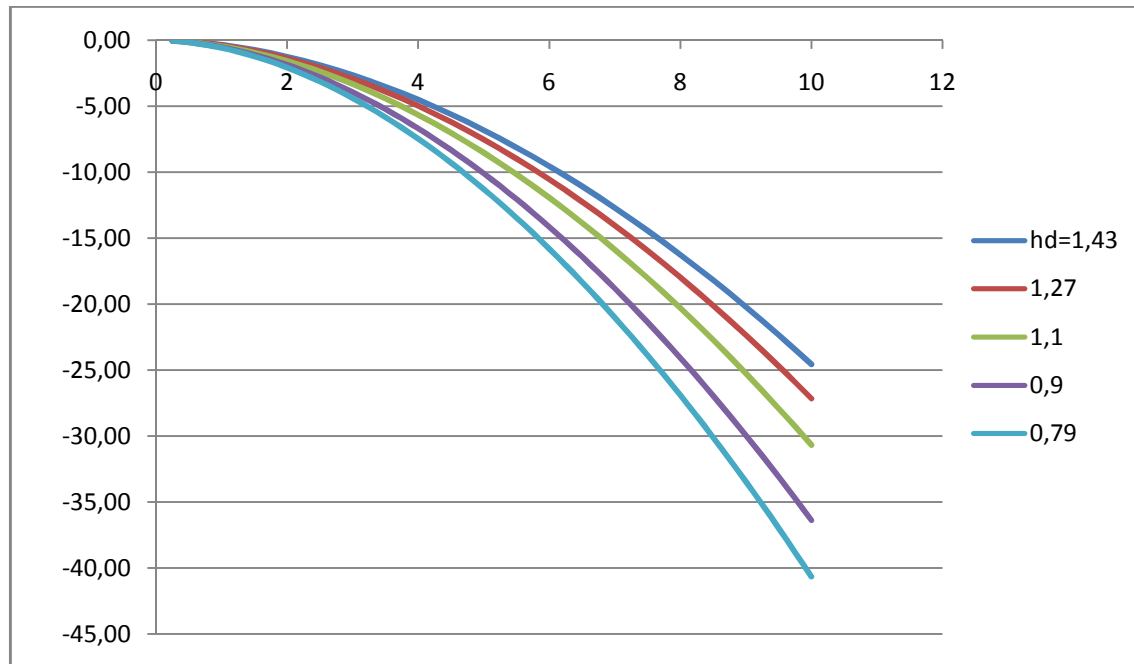


Figure II.16 : La ligne d'eau pour différentes hauteurs

Le volume du déversoir sera donc: $V_{dev} = S.b$

Avec : **S** : section transversale du profil ; **b** : largeur déversant.

Tableau II.37 : coût du déversoir pour différentes largeurs déversant

b (m)	h _d (m)	S(m)	V(m ³)	coûts(MDA)
10	1,27	11,41	114,1	3,64
15	1,10	12,86	192,9	6,17
20	0,98	14,76	295,2	9,44
25	0,92	17,63	441	14,10
30	0,85	19	570	18,24

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 32000DA.

V.4.2. Coût 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 2 m.

D'où la hauteur totale du mur :

$$H_{ca} = P + H + R$$

Avec P : hauteur de pelle [m];

Chapitre II : Etude Hydrologique

H : la lame déversant [m];

R : la revanche[m].

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égale à 10m ,
L'épaisseur du mur « e » est prise égale à 0,5m.

Tableau II.38 : coût du canal d'approche pour différentes largeurs déversant

b (m)	hd (m)	Hca (m)	S(m2)	V(m3)	coûts(MDA)
10	1,27	4,57	6,27	62,7	2,01
15	1,10	4,4	8,6	86	2,75
20	0,98	4,28	10,98	109,8	3,51
25	0,92	4,22	13,42	134,2	4,29
30	0,85	4,15	15,85	158,5	5,07

Tableau II.39 : coût de l'EVC pour différentes largeurs déversant

N° EVC	b (m)	h _d (m)	Coûts (MDA)
1	10	1,27	5,65
2	15	1,10	8,92
3	20	0,98	12,95
4	25	0,92	18,39
5	30	0,85	23,31

Tableau II.40 : Tableau récapitulatif des prix totaux

Largueur déversant b (m)	Coût EVC MDA	Coût digue MDA	Coût totale MDA
10	5,65	46,95	52,60
20	8,92	46,16	55,08
30	12,95	44,40	57,35
40	18,39	43,50	61,89
50	23,31	44,71	68,02

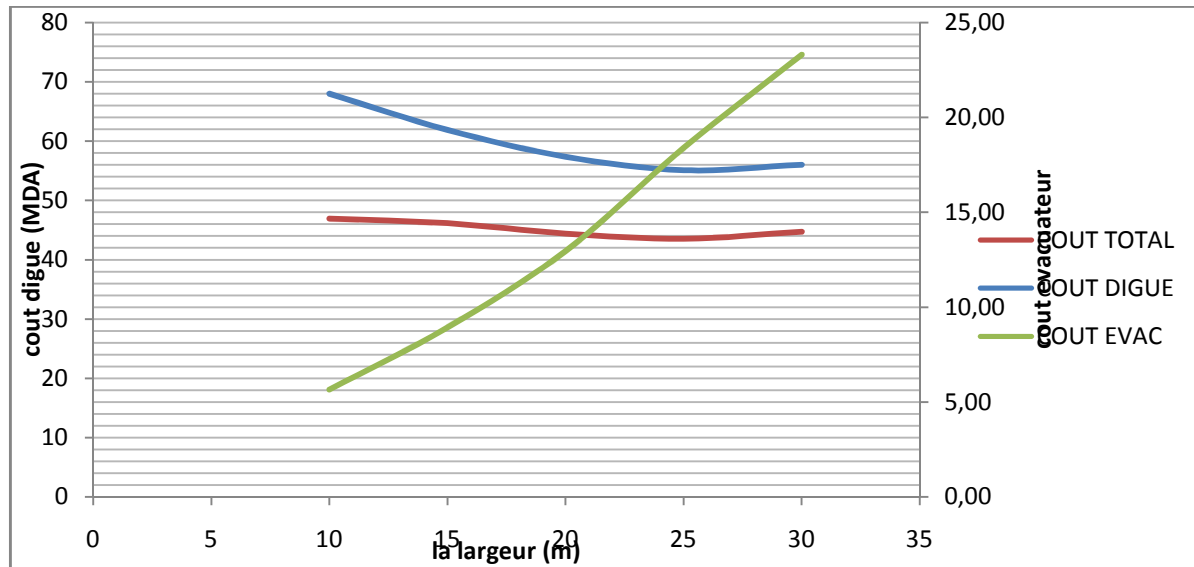


Figure II.17 : La courbe d'optimisation

V.5. Conclusion

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, et l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur ;

- Le coût total moyen.
- La valeur techno-économique de notre ouvrage.
- La sécurité de l'ouvrage.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale $b=25\text{m}$ et la hauteur de barrage totale est $H_b=18,72\text{ m}$

Introduction

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques variées, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs leurs caractéristiques sont comprises dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre tous une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grés tendres...etc.

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

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature des sols de la fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes ,ou en écarter.

III.1. Le choix du site du barrage

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

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

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

III.2. Le choix du type de barrage

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

➤ La topographie du site

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant .En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

➤ La morphologie de la vallée

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et du type de barrage à implanter .Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit

Chapitre III : Etudes des variantes

précédé à l'amont par un élargissement de la vallée .Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

➤ Les conditions géologiques et géotechniques

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

-Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses comme notre cas impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place

➤ Les matériaux de construction

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi, si que du type de barrage.

Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

En se basant sur ces exigences on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

III.3. Les variantes à choisir

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui nous donne le choix de trois variantes :

1.Barrage en terre homogène

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité, accompagnée de dispositifs de drainage contre la filtration. Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile

Sablonneuse, limons, sable limoneux, sable, etc. Il peut y avoir d'autres matériaux qui ne contribuent pas dans la stabilité du barrage (enrochement et protection du talus et de la crête).

2.Le barrage en terre hétérogènes ou zoné.

Ce sont des barrages composés de deux matériaux, l'un imperméable et l'autre résistant, séparés par des couches de transition. Ces derniers peuvent être classés en terre avec enrochement, en terre avec écran, en terre avec noyau ou zoné, etc.

Chapitre III : Etudes des variantes

3. Barrage en enrochement avec un noyau d'argile

C'est une variante demandant des quantités importantes d'enrochement, et donc nous avons une carrière très proche de chantier, pour diminuer le volume de l'enrochement en utilisant un noyau d'argile.

III.4. Définition de profil général du barrage

A partir de l'étude d'optimisation, on peut présenter les caractéristiques générales de la digue dans le tableau III.1 suivant :

Tableau III.1 : les résultats d'optimisation

Digue			
Hb (m)	Longueur crête (m)	Largeur en crête (m)	Revanche (m)
18,72	266	6	1,3
déversoir			
la charge déversant (m)	largeur de dév (m)	débit laminaire (m ³ /s)	
0,92	25	47,88	
Cote de fond	NNR	NPHE	Cote de crête
269	286	287	289

III.5. Fixation du choix définitif du type de barrage

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné s'impose comme la plus économique. Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision.

Par exemple, on pourra réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval ; ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement comme les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés. Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut entraver l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de

Chapitre III : Etudes des variantes

séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus. Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle. Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

Facilité de la réalisation ;

- zones d'emprunts
- existences de carrière de matériaux de construction ;
- distance des zones d'emprunts ;
- conditions climatiques (températures, précipitations,...) ;
- volume des matériaux de construction
- dispositif d'étanchéité ;
- technologie de réalisation, coûts,....

. Etude comparative

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

III.6. Pentes des talus

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

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, comme montre le tableau ci après :

Tableau III. 2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

D'après le tableau(III.2) qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisi pour les calculs les pentes:

- Parement amont $m_1 = 3$.
- Parement aval $m_2 = 2,5$.

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

III.7. Les bermes

A) Talus amont

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées une seul berme à la côte 280m NGA.

B) Talus aval

Les bermes au talus aval sert a : facilite la circulation, l'évacuation des eaux de ruissellement, la réparation et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas on peut faire une seul berme car la hauteur du barrage est inferieur a 20 m donc a la cote 280m NGA.

III.8. Dispositif de protection contre les effets de l'eau

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

1- le talus aval

Sera protégé contre l'érosion par des enrochements de carrière

2-le talus amont

Sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante : $e = C \cdot V^2$ (formule Tennessee valley Authority [TVA]).

Où e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ_p du matériau d'enrochement. La valeur de C est donnée par le tableau III.3.

Tableau III.3 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique γ_p		
	$\gamma_p=2,50$	$\gamma_p=2,65$	$\gamma_p=2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023

Chapitre III : Etudes des variantes

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

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement : $e=0,30\text{m}$.

✓ deuxième méthode

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau III.4: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	$D_{\min}$ (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0,3 ÷ 0,6	0,4	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,3
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

Pour des hauteurs de la vague $0,62 < H < 1,2$ (m).

$$e = 0,45$$

$$D_{50 \min.} = 0,30 \text{ m}$$

H = hauteur de la vague $H = 0,81$ (m).

e = épaisseur de la couche d'enrochement (m).

D_{50} = diamètre minimal du 50 % de la pierre.

Donc on peut prendre une épaisseur d'enrochement jusqu'à 50 cm.

III.9. Etanchéité du barrage

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobée en béton bitumineux. Latéralement nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

III.10. Dimensionnement du noyau

III.10.1. Les fruits des talus du noyau

Détermination des fruits des talus du noyau par la méthode suédoise, (Mallet et pacquant, 1951) :

Les fruits des talus sont déterminés en fonction du rapport suivant :

$$\frac{2C_0}{\gamma_s H_n}$$

Ainsi en fonction de $\tan \varphi$ telle que :

C_0 : Cohésion de l'argile ; $C_0 = 4 \text{ tf/m}^2$

φ : Angle de frottement interne de l'argile. ; $\varphi = 13^\circ$

γ_s : Poids spécifique de l'argile ; $\gamma_s = 2,50 \text{ tf/m}^3$

H_n : Hauteur du noyau

-La hauteur du noyau est donnée par la formule suivante

$$H_n = H_b - 1 \Rightarrow H_n = 17,72 \text{ m}$$

$$\text{AN ; } \frac{2C_0}{\gamma_s H_n} \approx 0,18 \text{ et } \tan \varphi = 0,23$$

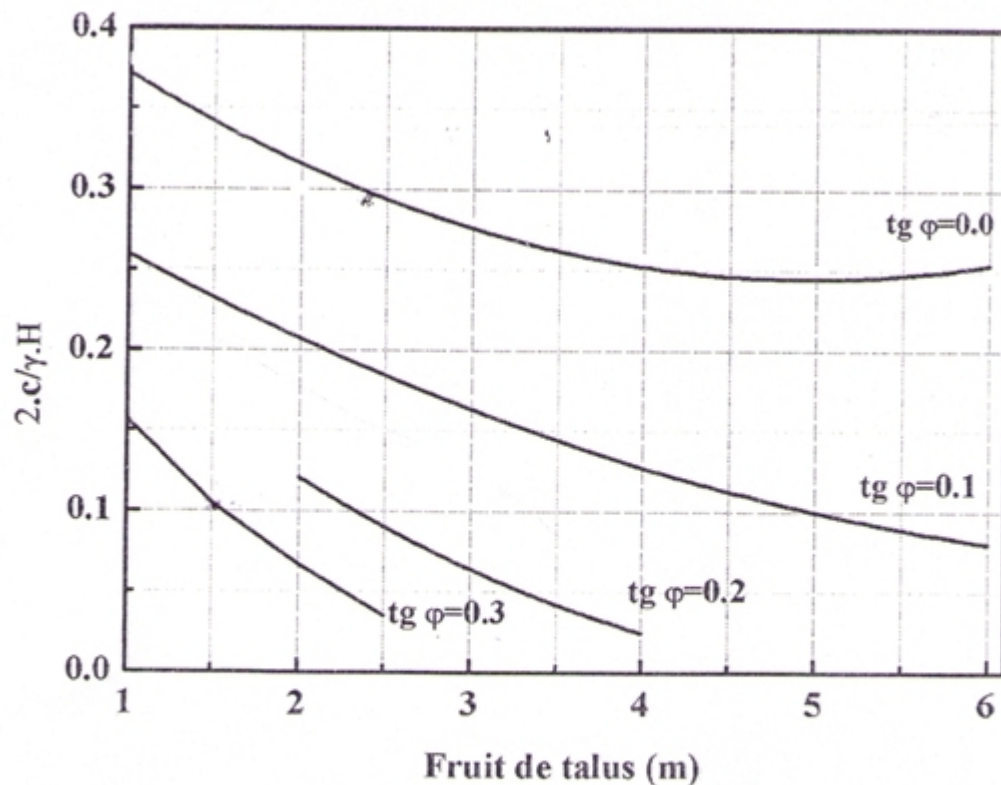


Figure II-1 Abaque de calcul du fruit d'un talus en fonction des caractéristiques géotechniques du sol
Selon la méthode Suédoise, [Mallet et Pacquant, 1951]

D'après l'abaque de calcul on opte pour des fruits de talus suivant :

- Talus amont est 0,9
- Talus aval est aussi 0,9
- La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{n;s} = \frac{1}{6} \cdot H_b \Rightarrow L_{n;s} = 2,95 \text{ m on prendre } L_{n;s} = 3\text{m}$$

III.10.2. La largeur en base du noyau

La largeur est donnée par la formule suivante :

$$L_b = 2 \cdot m \cdot H_n + L_{n;s} \Rightarrow L_b = 35\text{m}$$

III.10.3. La largeur moyenne du noyau est donnée par la formule suivante

$$\delta_m = \frac{L_{n;s} + L_b}{2} \Rightarrow \delta_m = 19 \text{ m}$$

III.10.4. La côte en crête du noyau

$$N_{CN} = C_{fond} + 17,72 = 287,72 \text{ mNGA}$$

III.11. Drainages

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

Les conditions des drainages:

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

III.11.1. Prisme de drainage :

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

III.11.2. Dimensionnement du prisme aval

- **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 1,75) \text{ on prend } m_1 = 1,$$

$$m_2 = (1,5 \div 2, 5) \text{ on prend } m_2 = 1,75$$

- **la hauteur du drain :**

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$$

Où :

H_b : Hauteur du barrage ;

AN:

$$h_{dr} = 0,18 * 18,72 = 3,74 \text{ m}$$

Donc on adopte:

$$H_p = 4 \text{ m}$$

- **la largeur en sommet :**

Elle est donnée par : $b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) h_{dr}$

AN:
$$b_{dr} = \frac{1}{3} * 3,8 = 1,5 \text{ m}$$

• **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2)h_{dr}$

AN :
$$B = 1,27 + (1,25 + 2) * 3 = 13,62 \text{ m}$$

III.11.3. tapis de drainage

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.50 \text{ m}$, par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre.

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

***) Dimensionnement du drain tapis :**

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

$$L_d = \frac{L_b}{3}$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage en mètres.

Donc :
$$L_d = \frac{68.5}{3} = 22.83 \text{ m}$$

On prendre $L_d = 22.83 \text{ m}$

III.12. Etude Technico-économique

Dans le travail technico-économique en se basant sur les données topographique et géologique, d'après la géologie de la région et les matériaux existants dans la région on peut sélectionner deux ou trois types de barrages qui les plus proches à répondre à l'exigence technico-économique, sont les suivants :

- A) Barrage en terre avec un noyau d'argile
- B) Barrage homogène en argile avec un prisme de drainage
- C) Barrage en enrochement avec un noyau d'argile

Chapitre III : Etudes des variantes

Pour la facilité de travail et donnée des résultats exacte proche de la réalité en utiliser logiciel COVADIS pour faire les calculs de déblai, le remblai et dessine les profils de chaque variante proposer dans notre projet

A. Barrage en terre avec un noyau d'argile

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à bon escient à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, bref on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage.

Pour un barrage zoné d'une hauteur de **18,72 m**, les pentes des talus amont varient entre $[2,5 \div 3]$ et aval $[2,5 \div 3]$.

Le tableau .III.5 montre les détails de calcul des cubatures

Tableau III.5 : les calculs de la première variante

	Matériau	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Coût (MDA)
Recharge	Argile	85467,35	300	25,64
Recharge	T.V.O	97190,56	300	29,15
Couche de roulement	Gravier	4587,47	300	1,37
Protection rip rap	Enrochement	31533,08	1300	40,99
Drain et le filtre	sable	4628,17	600	2,77
	Gravier	5301,12	600	3,18
	Enrochement	5468,80	1300	7,10
			Coût Totale (MDA)	110,2

B. Barrage homogène en argile avec un prisme de drainage

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Le degré d'hétérogénéité des matériaux de la zone d'emprunt ainsi que leur disponibilité en quantité insuffisante constituent un handicap majeur dans le choix de cette variante.

Chapitre III : Etudes des variantes

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 18,72 mètres, les pentes des talus amont varié entre $[2,5 \div 3]$ et aval : $[2 \div 2,5]$

Dans l'annexe III.1 les profiles en travers de cette variante ; le tableau III.6 montrer les détailles de calcule des cubatures

Tableau III.6: les calcules de la deuxième variante

	Matériau	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Coût (MDA)
Corps	Argile	159258,23	300	47,77
Protection aval	Enrochement	15265	1300	19,84
Couche de roulement	Gravier	5639,92	600	3,38
Protection rip rap	Enrochement	16268,08	1300	21,14
Drain et le filtre	sable	4628,17	600	2,77
	Gravier	4300,08	600	2,58
	Enrochement	5506	1300	7,15
Coût Totale (MDA)				104,63

C. Barrage en enrochement avec un noyau d'argile

C'est une variante demander des quantités important d'enrochement, et dons notre car nous avant une carrière très proche de chantier, pour diminuer le volume de l'enrochement en utiliser un noyau d'argile.

Le tableau .III.3 montrer les détailles de calcule des cubatures

Tableau III.7 : les calcules de la troisième variante

	Matériau	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Coût (MDA)
Noyau	Argile	85467,35	300	25,64
	sable	4587,47	600	2,75
	Gravier	4628,17	600	2,77
Recharge	Enrochement	97190,56	1300	126,34
Couche de roulement	Bitume	1990	600	1,19
Coût Totale (MDA)				158,69

Chapitre III : Etudes des variantes

III.13. Comparaison financière des trois variantes

Il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers la 2^{ème} variante car elle est la plus économique possible parce que la zone d'emprunt est plus proche à l'axe de la digue environ 400m si bien sur moins coûteux par rapport aux deux autres variantes on dit (le coût de transport, le nombre des engins et aussi la rapidité d'exécution) et facile à mettre en place techniquement, Mais avant tout rappelons que la 2^{ème} variante est celle du barrage en terre avec prisme de drainage, maintenant en outre est ce que les volumes des matériaux indispensables pour la construction du barrage existent dans la zone d'emprunt, d'après les normes de construction il faut que la quantité de matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

D'après le chapitre II la quantité d'argile dans les zones d'emprunt est 58000 m³ et cette quantité reprisant 1,3 le volume d'argile nécessaire.

III.14. Conclusion

D'après les résultats que nous avons obtenus par l'étude des trois variantes on peut dire que le type de barrage qui convient à ce projet de BIBETA, c'est le **barrage en terre homogène avec prisme de drainage**, parce que il est économique et les matériaux de construction sont disponibles avec des quantités suffisantes.

CHAPITRE V : ORGANISATION DE CHANTIER + PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAILLE

I. Organisation de chantier

I.1.Introduction

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage de BIBATA tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.).
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions

I .2.INSTALLATIONS DU CHANTIER

Installations destinées au personnel

Installations destinées au stockage des matériaux

Installations destinées à la réparation des engins

Installations pour la préfabrication

I .3.Ordre d'exécution des travaux

- Coupure et dérivation de l'oued
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;
- Coupure finale et mise en eau.

I .3. 1. Terrassement au niveau des installations de chantier

a) Exécution des voies d'accès

b) Exécution des plates formes

c) Détermination des engins nécessaires

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur dont le rendement est :

$$R = \frac{60 G K_r K_t}{T k_t} \text{ m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité du godet.

Kr : coefficient de remplissage de godet.

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Kf : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60 G K_t}{T} \text{ m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité de la benne du camion.

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le régalaage sera assuré au moyen d'un bulldozer de rondement :

$$R_b = \frac{60 G K_t}{T} \text{ m}^3/\text{h}$$

I.3.2. Dérivation provisoire

Il est évident qu'il est plus avantageux de donner à la galerie de dérivation les dimensions voulues pour servir de galerie de vidange.

Le calcul doit se faire dans cette optique, ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- Dérivation en une étape au moyen d'une galerie ;
- Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie.

Dérivation en une seule étape

a) Exécution du batardeau principal

Les règles d'économie dictent l'utilisation des matériaux extraits des fouilles les plus voisines pour la construction des éléments de l'aménagement. Pour cela il est plus rationnel de concorder l'excavation de l'évacuateur de crues avec le remblayage de la digue du batardeau principal et ceci pour éviter une double manutention des déblais, donc les massifs de ce batardeau seront en argile.

b) Opération d'exécution du batardeau principal

Les matériaux servant à la construction des massifs argileuse proviennent des excavations de l'évacuateur de crues, rive gauche.

- Décapage de la couche de terre végétale.
- Aménagement des fosses de ceinture.
- Construction des routes d'accès et des rampes.
- Creusage et déplacement de terre utile.

c) Exécution du massif du batardeau

Etant donné que les matériaux extraits des déblais de l'évacuateur de crue sont très suffisants pour la construction des massifs du batardeau.

On utilise dans ce cas pour le chargement un chargeur et pour le transport des camions à benne.

d) Exécution du remblai des massifs :

- Un bulldozer est capable de procéder au régalaage des terres.
- Un camion citerne :

Le volume d'eau nécessaire pour l'humectation d'un mètre cube de terre est déterminé par la formule suivante :

$$q = \frac{w_0 - w_n w_p}{100} \cdot \frac{\delta_n}{\delta_0}$$

Ou : W0 : Humidité optimale demandée.

Wn : Humidité naturelle de sol.

Wp : Perte d'humidité au cours de transport.

δm : Densité humide de sol.

δ0 : Densité d'eau utilisée pour l'humectage.

Le volume total d'humectage : Q= q.Vm

Avec Vm : volume total des massifs.

- Un compacteur (rouleau a pieds de mouton) :

Pour le compactage ces matériaux on a besoin d'un compacteur dont le rendement est :

$$R = \frac{V \cdot (B - C) \cdot h_c}{N} \cdot K_t$$

Où : V : Vitesse du compacteur en service.

B : Largeur du compacteur.

C : Epaisseur de la couche à scarifier

hc : Epaisseur de la couche à compacter.

Kt : coefficient d'utilisation du temps.

N : Nombre de passage du rouleau sur une bande.

e) Extraction des terres dans la carrière :

Le choix de l'excavation dépend essentiellement de l'importance du volume à extraire et de l'état dans lequel se trouvent les matériaux.

Dans notre cas on opte pour une pelle à butte dont la capacité du godet est de l'ordre 0,65 à 2m³. Un godet de 1m³ est adopté.

Le rendement de l'excavateur est :

$$R_p = g \cdot n \cdot K \cdot K_f \cdot \frac{1}{K_f} \quad \text{m}^3/\text{h.}$$

Où : g : capacité du godet de l'excavation.

n : Nombre de cycle pendant une heure de travail, n=3600/T

Avec : T durée d'un cycle égale à 30secondes.

Kr : coefficient de remplissage du godet.

Kt : coefficient d'utilisation du temps.

Kf : coefficient de foisonnement des terres.

I.3. 3. Percement de la galerie de dérivation

la galerie de dérivation est creusé dans le fond marneuse jusqu'à l'emplacement du batardeau amont. Elle joue double rôle dérivation provisoire et galerie de vidange.

I.4. Planification

I.4.1 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

I.4.2 Méthodes basées sur le réseau

- Réseau à flèche
- Réseau à nœud :

- 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

DCP	TR
DFP	DCPP

DFPP	MT
------	----

➤ 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.
- En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q.N}{n} ; n = \text{Nombre d'équipes} ; N = \text{Rendement} ; Q = \text{Quantité de travail.}$$

I.5. Les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

- Plan de travail au plus tôt
- Plan de travail au plus tard (PTPP)
- Plan de travail intermédiaire
- Délai de construction et programme des travaux
 - ❖ le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
 - ❖ Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
 - ❖ Faire le travail le plus économiquement possible.

I.6. Matériel et personnel nécessaire

I.6.1. Matériel nécessaire

Les différents engins nécessaires au chantier peuvent dans certains cas travailler simultanément, et dans d'autres d'une opération à une autre, et ceci selon le planning d'exécution des travaux.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à cette opération :

- | | |
|-------------------------------------|-------------------------------|
| -Bulldozer | - compacteur lisse |
| - chargeur (à pneus et à chenilles) | - compacteur a pied de mouton |
| - camion benne | - pompe à béton |
| - perforatrice | - pelle butte |
| - pelle hydraulique | - camion malaxeur |
| - pompe immergée | - camion grue |
| - camion citerne | - pervibrateur |

I.6.2. Personnel nécessaire

Le nombre du personnel nécessaire au chantier varie d'une période à une autre, lors d'une période critique, le chantier peut avoir un personnel de pointe, et dans une autre un nombre important n'est plus utile.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à cette opération :

- | | |
|-----------------|---------------|
| ▪ contre maître | ▪ ouvrier |
| ▪ opérateur | ▪ ferrailleur |
| ▪ chauffeur | ▪ grutier |

Chapitre V : Organisation de chantier + P. et sécurité de travail

- soudeur
- Coffreur
- Bétonnier

I.7. Symboles et durée des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Symboles et durée des différentes opérations :

Symboles	Opérations	Durée (jours)
A	Installation de chantier	60
B	Réalisation de la galerie de dérivation	90
C	Réalisation du batardeau	60
D	Exécution du bassin d'amortissement	20
E	Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	120
F	Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	30
G	Bétonnage de l'évacuateur de crue	90
H	Excavation du tranché de la clé d'encrage	15
I	Remblais de la clé d'encrage	15
J	Remblais du barrage, et prisme de drainage	120
K	Revêtement sur les talus (amont, aval)	90
L	Équipements hydromécaniques	30
M	Travaux de finitions	30

I.7.1 Succession des travaux

Pour construire le réseau à nœud, il faut déterminer la succession des travaux.
C.-à-d. Définir pour chaque opération les opérations qui lui précède et qui lui succède.

Tableau V.2 : La succession des travaux

Opérations	précède	succède
A	B ;E	-
B	E	A
E	C	A
C	H	E
H	I	C
I	J	H
J	K	I
K	L	J
F	G	B
G	M	F
L	M	K
M	-	L ;G

D'après le réseau à nœud le temps de réalisation est de **18mois** et on a un seul chemin critique est (A ↔ E ↔ C ↔ H ↔ I ↔ J ↔ K ↔ L ↔ M).

Le réseau à nœud est donné dans la figure V.1 annexes V. I .

I.8. Les volumes des travaux et le devis estimatif

Les volumes des travaux de tout l'ouvrage est donnée dans l'annexe V.1

A) Les coups de la digue

Pour connaître les différentes volumes de corps de barrage on utilisée logiciel COVADIS, qui donne de résultats proche de la réalité ; le tableau. V.3 montre les détaille de calcule et la planche 2 (les profile en travers de l'axe de la digue).

Tableau V.3 : cout totale de la digue

	Matériau	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Coût (MDA)
Noyau	Argile	159258,23	300	47,77
Protection aval	Enrochement	15265	1300	19,84
Couche de roulement	Gravier	5639,92	600	3,38
Protection rip rap	Enrochement	16268,08	1300	21,14
Drain et le filtre	sable	4628,17	600	2,77
	Gravier	4300,08	600	2,58
	Enrochement	5506	1300	7,15

Coût Totale (MDA)	104,63
-------------------	--------

Donc, le coût de barrage 104,63 est MDA est pou un délai de 18mois

II. Protection et sécurité de travaille

II.1 Introduction :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

II.2. Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

a) Causes humaines

Ces causes peuvent sont :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de faciliter.

b) Causes techniques

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

Conditions dangereuses dans le chantier	Actions dangereuses
1. Installation non protégée ou male protégée.	1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension,
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.	2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.	3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Protection individuelle inexistante.	4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Défauts dans la construction.	5. Imprudence durant le travail.

6. Eclairage défectueux.	6. Suivre un rythme de travail inadapté.
7. Facteur d'ambiance impropre.	
8. Conditions climatiques défavorables.	

II.3. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

Remarque

Dans notre cas puisque la galerie n'est pas visitable, on n'a pas besoin de calculer le débit d'air ni l'éclairage dans cette dernière.

Conclusion

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille.

Conclusion générale

Conclusion générale

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de la digue du barrage de BIBETA à permis de tirer les conclusions suivantes :

La construction du barrage de BIBETA est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière, en plus le choix du type de barrage en terre dans notre cas les matériaux de construction est disponible in situ, ce qui donne une particularité de la rapidité d'exécution et d'un cout passable.

- Le barrage est réalisée seulement pour l'irrigation grâce à sa capacité le barrage perme a irrigue plus de 100 hectare a l'aval.
- En plus, le barrage peut satisfaire à long terme les besoins en eau de la population, sur l'ensemble de la vallée. il garantit dans l'oued un débit minimum sanitaire nécessaire pour prélever de l'eau d'une qualité acceptable, sans contamination excessive par des eaux usées, améliorant ainsi la santé publique par la réduction de l'incidence des maladies hydriques notamment celles liées au manque d'eau et à son impureté.
- Dans l'étude des apports solide le barrage a un risque de l'envasement depuis sa durée de vie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. **M. HASSANE** : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida. 1998
2. **B. TOUAIBIA** : Les retenues . janvier 2001
3. **B. TOUAIBIA** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004
4. **M. ROCHE** : Hydrologie de surface. ORSTOMP. Gauthier-Villars Editeur. Paris 1963
5. **GERARD DEGOUTTE** : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France. 1997
6. **V. VOLKOV** : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986
7. **R. ROLLEY** : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997
8. **CIGB** : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994
9. **CIGB**. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986
10. **CFGB** : Barrages et développement durable en France. MEDD. France. Septembre 2003
11. **GAUTHIER VILLARS** : les barrages en terre compactée. Pratique américaines .1953
12. **G.REMENIERAS** « **Hydrologie de l'ingénieur** » édition Eyrolles1986.
13. **R. ROLLEY** : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1977.
14. **D.H.W** «la wilaya d'el-tarf ». Donnée géologique de la cuvette (sondage).
15. **D.H.W** « la wilaya d'Annaba ».
16. **ANBT** «la wilaya d'Alger »,géologie régional de la willaya d'el-tarf.
17. **LAGRAA MOHAMED** : Donnée météorologique de la région d'étude. p27. Mémoire. Hydraulique. ENSH. 2011.
18. **BUREAU D'ETUDE TECHNIQUE HUDRO -FOR** «la wilaya de Guelma». La Topographie du bassin versant.