

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI Abdellah

DEPARTEMENT DES SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : conception des ouvrages hydrotechniques

THEME :

**Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur
l'oued djaidai (W . TIARET)**

Présenté par :
M^r MEGUENI KADA

Promotrice :
M^{me} S. BERBACHE

Devant le Jury composé de :
Président: M^r M. HASSANE

Examineurs: M^r A. HADJ SADOK
M^r M. BOUZIANE
M^{me} A. ADDOU
M^{me} L. CHENINI

Juin 2010

DEDICACE

Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à ma très chère mère pour ses Sacrifices, son amour, son

aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce

Que je suis devenu aujourd'hui.

A mon très cher père ;

A mes très chères sœurs;

A ma grande mère

A mes oncles maternelle et paternelle ;

A mes tantes maternelle et paternelle;

A mes frères Bizekri, Milliani , Adib, Louiz, Fethi, Abdo, Mino, Hichame , Hacen

A mes Amis :

Djeloul, FeteH, Sazoki, Misti, Omar, Habib, Formagea, Gate, Nems, Hossam, Fellouh,

Samir

et tous le groupe de 5^{eme} année

A tout mes ami (es) de Tiaret.

KADDA

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie **DIEU** qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Mes remerciements à ma mère et mon père...Je remercie fortement mon promotrice : **M^{me} BERBACHE .S** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : **mes sœurs, mes frères Miliani, Bouzekrie, Adib, et surtout yacine, Fethi, Aek,** et tous mes amis.

À celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider, et m'encourager

Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.



بسم الله الرحمن الرحيم

"و جعلنا من الماء كل شيء حيا"

ملخص:

تعتبر السدود من اكبر خزانات المياه التي تستعمل في مختلف الميادين.الهدف من هذا العمل هو الدراسة التحقيقية لسد صغير على واد "بخ-بخ" من حيث الجيولوجيا الهيدرولوجيا و اقتصاديا .ككل دراسة تحقيقية قمنا بدراسة جيولوجية هيدرولوجية و بدراسة للنماذج لتحديد النموذج المثالي لجسم السد الذي سنصوره.ثم قمنا بتصوير جسم السد و حساب أبعاد التجهيزات الملحقة (مفرغ الفيضانات ماخذ الماء ومفرغ القعر).ثم أتممنا بتنظيم الورشة والحماية و الأمن من حوادث العمل.

Résumé :

Les barrages sont les plus grands réservoirs d'accumulation des eaux qui sont utilisées dans les divers domaines. L'objectif du présent travail est l'étude de la faisabilité d'un petit barrage sur l'oued djaidia de point de vue géologie, hydrologie, et économie. Donc on a fait comme toute étude de faisabilité fait une étude géologique, hydrologique et une étude de variante pour fixer le choix du type de la digue à concevoir. Ensuite on a fait la conception de la digue et le dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crue, prise d'eau

et vidange de fond) et on a terminer par l'organisation de chantier et la protection et la sécurité de travail.

Summary:

Dams are the big reserves of water wich are used in divers fields.

The purpose of this work is to study if we can realize a dam on Oued of djaidia on point view geology hydrology and economic. Like for every similar work we study geology hydrology and study variants in order to repair the choice of the dam to conceive. Next we understand a dam and understand state workmanship We terminate by organization of road works and protection and safety of working.

SOMMAIRE :

Introduction générale :

Chapitre I : Etude topographique

Page

I.1. Prospection et Choix du site :1

I.2. Choix de l'axe du barrage :2

I.3. Situation géographique : 2

I.4. Caractéristiques morphologiques 3

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

II.1. Géologie 5

II.1.1. Introduction : 5

II.1.2. Sismicité de la région d'étude :5

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

II.1.3. Géologie régionale :.....	6
II.1.4. Hydrogéologie sommaire de la région :	10
II.1.5. Géologie et hydrogéologie de la cuvette :	10
II.1.6. Hydrogéologie de la zone d'emprise :.....	11
II.1.7. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :.....	11
II.1.9. Matériaux de construction de la retenue collinaire :.....	12
II .2. Géotechnique.....	13
II.2.1. Prospection géotechnique de terrain :	13
II.2.2. Prospection géotechnique de laboratoire :.....	13
II.2.2.1. Nombre des essais :.....	13
II.2.2.2. Mode opératoire des essais :.....	16
II.2.3. Résultats géotechnique de terrain, laboratoire et leur interprétation :	16
II.2.3.1 .Terrains d'assise et de fondation de la digue :.....	16
II.2.3.2. Matériaux de construction de la digue :.....	18
II.2.3.2.1. Matériaux d'étanchéité et de recharge :.....	18
II.2.3.3. Matériaux pour filtres, transition et drains :.....	18
II.2.3.3.1. Matériaux d'enrochement (Rip-Rap) :.....	19

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction:.....	21
III-1-Le bassin versant :.....	21
III.1 .1- _Caractéristiques générales du bassin versant :.....	21
III.1.2- Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :	21
III.1.2.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant :	22
III.1.2.2 _Caractéristiques physiques du bassin versant :.....	22
III.1.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant :.....	39

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

III.1.3.1. Température de l'air :	40
III.1.3.2. Le vent :	42
III.1.3.3. L'évaporation :	42
III.1.3.4. Précipitation :	44
III.2.1. Répartition de la pluie moyenne dans l'année :	45
III.2.2. Estimation des pluies journalières maximales :	48
III.3 Les précipitations maximales journalières :	48
III.3.1 : Choix de la loi d'ajustement	49
III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	50
III.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :	52
III.3.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leur intensités (courbes IDF) figure (III.22) :	55
III.3.5 Etudes des apports :	58
III.3.5.1. Apport moyen annuel (A_0):	58
III.3.5.2 Caractéristiques de l'écoulement :	60
III.4. Les apports:	62
III.4.1 Estimation fréquentielle des apports :	62
III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:	63
III.5. Etude des crues:	63
III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue:	64
III.5.2. Hydrogramme de crue:	67
III.5.3. Estimation de la crue de projet:	70
III.5.4. Transport solide et calcul du volume mort :	72
III.5.4.1. Transport solide :	73
III.5.5. Courbe capacité hauteur et surface-hauteur :	74
III.6 : Régularisation des débits :	77
III.6.1 : Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ et de la consommation $U_{80\%}$:	77

III.6.2 : Répartition mensuelle de la consommation $U_{80\%}$:.....	78
III.6.3 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :.....	79
III.6.3.1 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :.....	81
III.7 : Laminage des crues :.....	85
III.7.1 : procédés de calcul :.....	85
III.8 : Etude d'optimisation :.....	90
III.8.1 : Calcul du coût approximatif de la digue :.....	90
III.8.1.1 : Calcul de la revanche :.....	91
a) Formule de STEVENSON GAILLARD :.....	91
b) Formule de MALLET et PAQUANT :.....	92
c) Formule Simplifiée :	92
III.8.1.2 : Largeur en crête :.....	92
1) Formule de KNAPEN T :.....	92
2) Formule de E- F-PREECE :	92
3) Formule Anonyme (simplifiée) :	92
4) Formule pratique :.....	92
III.8.1.3 : Calcul du coût de la digue :.....	93
III.8.2 : Calcul du coût de l'évacuateur de crues :.....	94
III.8.2.1 : Coût du déversoir :.....	94
III.8.2.3 : Calcul du coût du coursier :.....	95
III.8.2.4 : le coût total du barrage :.....	96
III.9.1 : Laminage pour un déversoir de largeur $b=12$ mètres :.....	99

Chapitre IV : Etude des variantes

Introduction :.....	103
---------------------	-----

IV.1. Le choix du site du barrage :.....	103
IV.2. Le choix du type de barrage :.....	103
IV.3. Les variantes à choisir :.....	104
➤ Barrage en terre homogène :	105
➤ Barrage zoné :	105
➤ Barrage en terre à masque	105
IV.4. Fixation du choix définitif du type de barrage :.....	105

Chapitre V : Etude de la variante choisie

Description générale de l'aménagement :.....	106
V.1 : Dimensionnement :.....	106
V.1.1 : la revanche du barrage :.....	106
a) Formule de STEVENSON GAILLARD :.....	106
b) Formule de MALLET et PAQUANT :.....	107
c) Formule Simplifiée :	107
V.1.2 : Calcul des tassements d'un barrage en terre :.....	107
V.1.3 : la hauteur du barrage :	108
V.1.4 : largeur en crête :.....	108
1) Formule de KNAPEN T :.....	108
2) Formule de E- F-PREECE :	108
3) Formule Anonyme (simplifiée) :	108
4) Formule pratique :.....	108
V.1.5 : Choix des pentes des talus :.....	109
V.1.6: les bermes :.....	109
V.1.7 : Protection de la Crête :	110
V.1.8 : Protection des talus :	110

V.2 : Organes de drainage et de filtration :.....	113
V.2.1 : Système de drainage :.....	113
V.2.2 : Organes de drainage et de filtration :.....	114
1) Calcul des filtres :.....	115
2) Détermination de la courbe granulométrique des filtres :.....	115
3) Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres :.....	115
4) Dimensionnement du prisme de drainage :	116
V.3 :Clé d'étanchéité :.....	117
V.4 : Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation :.....	117
V.4.1 : Tracé de la ligne de saturation :.....	118
V.4.2 : Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite).....	119

Chapitre VI :Etude du Stabilité

VI .1.Calcul de stabilité :.....	120
VI.1.2.Conséquences de l'instabilité des talus :.....	121
VI.1.3.Ordre de calcul (Méthode des tranches) :.....	121
VI.2.1.Calcul des forces appliquées à chaque tranche :.....	122
VI.2.2. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents type de fonctionnement	124
1. calcul de K_s : (coefficient de sécurité) :.....	124
a) avec effet de séisme :.....	124
b) Sans l'effet de séisme :.....	124
2. Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide :.....	124
a) Avec effet de séisme :	124
b) Sans effet de séisme :.....	125

Chapitre VII : Les ouvrages annexes

VII.1. Introduction:	138
VII.2. Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :.....	138
VII.3. Dimensionnement hydraulique :.....	139
VII.3.1. Canal d'amenée :.....	139
VII.3.2. Déversoir :.....	139
VII.3.3. Chenal d'écoulement :.....	141
VII.3.4. Calcul du convergent :.....	142
VII.3.5. Le coursier :.....	142
VII.3.6. Dissipateur d'énergie :.....	145
VII.3.7. Canal de restitution :.....	146
VII.3.8. Vérification de l'existence des vagues roulantes :.....	147
VII.3.9. Hauteur des murs bajoyers :	148
VII.4. Ouvrage de vidange et de prise d'eau :.....	149
VII.4.1. La vidange de fond :.....	149
VII.4.1.1. Calcul hydraulique:.....	150
VII.4.2. Dimensionnement de la prise d'eau :.....	151
VII.4.3. Description détaillée :.....	152
VII.4.3.1. Canal d'amenée (amont) :.....	152
VII.4.3.2. Puisard d'entrée :.....	152
VII.4.3.3. Conduite de vidange de fond :.....	152
VII.4.3.4. Chambre de vannes :.....	153
VII.4.3.5. Canal de fuite de la vidange de fond :.....	153

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction:	156
VIII.1 .Organisation technique de préparation :.....	156
VIII .2 . Travaux de réalisation :.....	157
VIII. 2.1. Travaux de terrassements :.....	157
VIII. 2.2. Travaux d'excavations :.....	157
VIII.2.3. Travaux sur la digue :.....	157
VIII.2.4. Travaux secondaires :.....	158
VIII.4.Réalisation du barrage en terre :.....	158
VIII.4.1. Les moyens de chantier :.....	158
VIII.5. La succession des operations de chantier :.....	159
1- Travaux préparatoires :	160
2- Exécution des travaux :	160
VIII.6. Mode d'exécution des travaux :.....	161
VIII.6.1. Travaux préparatoires :.....	161
a) La préparation des terrains :.....	161
b)L'implantation des ouvrages :.....	161
c) Dérivation des eaux :.....	161
VIII.6.2. Exécution des ouvrages :.....	162
a) Les fouilles - tranchées d'ancrage :.....	162
b) Le remblai en terre compactée :.....	162
c) La confection des filtres et des drains :.....	162
d) Mise en œuvre de dispositifs d'étanchéité :.....	163
f) Compactage:.....	163
VIII.7. Le devis estimatif :.....	164

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

VIII.8. La planification des travaux :.....	165
VIII.8.1 Détermination des délais des travaux :.....	165
VIII.9. Détermination des chemins critiques :.....	165

Chapitre IX : Protection et sécurité de travail

Introduction :.....	170
IX.1. Conditions dangereuses dans le chantier :.....	170
IX.2. Actions dangereuses :.....	170
IX.3. Mesures préventives :.....	171
IX.4. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:.....	171
Conclusion :.....	173

Conclusion générale

La liste des planches :

N°	LE TITRE DE LA PLANCHE
1	Coupe géologique suivant l'axe de la digue.
2	Profil en long de la digue.
3	Plan d'aménagement.
4	Profil type et détails de la digue.
5	Profil en long de l'évacuateur des crues.
6	Schémas de calcul du stabilité.

INTRODUCTION GENERAL :

Les développement économique dans les domaines de l'agriculture et hydraulique amorcé par notre pays repose essentiellement sur la mobilisation des ressource en l'eau et leur utilisation

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

rationnel ; parmi les effort entrepris dans ce domaine il s'agit de minimiser les déperdition des eaux de ruissellements, d'accroître les superficies irriguées et de fixer les population par la création d'ensemble agro économique et arrêter l'exode vers les villes.

C'est dans ce cadre là que la mobilisation de la ressources en eau superficielles décidée par le Ministère des Ressource en Eau en vue d'une utilisation rationnelle et planifiée de ce facteur vital qui est ((l'eau)) pour l'exploitations des petits périmètre d'irrigation qui rentre dans le programme de la relance économique lancé par le gouvernement, que la direction hydraulique de la willaya de Tiaret a engagé un ambitieux programme d'études.

Cette prospection rentre également dans le cadre du développement agricole qui a été basé dans les années précédentes sur l'irrégularité des pluies et qui aujourd'hui demande la mobilisation des volumes d'eau en rapport avec les besoins des superficies à irriguer à une échelle locale.

INTRODUCTION:

Pour la justification des activités à entreprendre et des ouvrages à projeter, on doit faire une étude topographique qui consiste à rassembler certains documents concernant l'étude à entreprendre (carte d'état major, levé topographique du site) et cela pour infirmer ou confirmer la faisabilité de l'ouvrage.

L'étude de cette retenue collinaire a pour but l'utilisation rationnelle des eaux de précipitation par leur accumulation et leur stockage au niveau de l'assiette pour l'irrigation des parcelles limitrophes.

I.1. Prospection et Choix du site :

Le choix de bassin versant est basé sur les conditions géologiques et hydrologiques et une surface suffisante qui autorise le remplissage de la retenue, et un volume d'eau stockée à la retenue suffisant pour les besoins demandés.

Ce site est Situé sur une vallée assez vaste sur les haut plateaux de la région de TEMDA est dotée d'une superficie de plusieurs hectares de terre agricole de bonnes caractéristiques pédologiques, ces terres réparties en parcelle, sont cultivées par des fellahs en quête de moyens traditionnelles de bonification agricole.

Pour enfin ainsi dire, donner à la région les sources et les moyens indispensables de développement dans le domaine socio-économique, les responsables locaux ont pris la résolution de projeter une retenue collinaire afin de permettre une évolution dans les domaines de préoccupation de la population.

A- La visite sur le terrain nous a permis de faire les constatations suivantes :

- 1.** La possibilité de projeter une retenue collinaire sur au moins deux sites situé sur Oued Djaidia et ces affluents.
- 2.** Présence d'une quantité suffisante de terres irrigables aux alentours des sites présumées.
- 3.** Les caractéristiques rurales de la population ainsi que leur activité essentielle.

B- Après avoir prospecter les lieux d'implantations en présence des responsables locaux, un site a été prédestiné pour avoir donner un aspect favorable d'une éventuelle projection d'une retenue collinaire.

I.2. Choix de l'axe du barrage :

L'analyse des différents paramètres naturels (topographie, géologie, ...) ainsi que l'aspect artificiel du milieu urbanistique (humain) donne les solutions adéquates pour le future de la région.

La zone d'étude représente du point de vue structurale est une région des haut plateaux faisant partie de l'ensemble des plateaux de tiaret, dominée principalement par des vallées et une série de collines et de croupes définie par des versants de pentes assez faibles.

Le relief est relativement de moyen raideurs jusqu'à plats dans l'ensemble, les terrains en pente faible constituent la majorité des terres et apparaissent principalement au niveau du lit des oueds et affluents.

Les altitudes dans la région oscillent entre 630m NGA et 1150 m NGA avec une altitude moyenne d'environ 811m NGA et la plus basse se trouve dans le fond de la vallée des Oueds (630 m NGA pour Oued Djaidia).

I.3. Situation géographique:

Géographiquement, la retenue collinaire sur Oued Djaidia se situe au Nord Ouest de la commune de Guertoufa à proximité du bord gauche de la route nationale R.N.23 reliant TIARET - RELIZANE.

Elle se trouve au pied du djebel Hellalia, et à 10 Km environ du chef lieu de la commune de GUERTOUFA direction Nord Ouest.

Le site est aisément accessible à partir de la route nationale R.N.23 reliant TIARET - RELIZANE ; à travers une piste agricole jusqu'au flanc gauche de la retenue collinaire.

L'axe de la digue est défini selon la carte d'Etat Major au 1/50.000

Carte de PREVOST-PARADOL

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

Les coordonnées U.T.M du site sont :

$$X = 362.925,52\text{m}$$

$$Y = 239.605,55\text{m}$$

$$Z = 636,00\text{m, NGA}$$

I.4.Caractéristiques morphologiques :

Le site d'étude par son relief donne un aspect d'une zone de vallée assez plate avec des versants assez faible parfois douce et des dénivelées moins importantes donnant une configuration d'une large cuvette favorisant un choix limité d'axe.

FIG I-1 : Vue aérienne du site de oued Djaidia (proposé par Google maps)

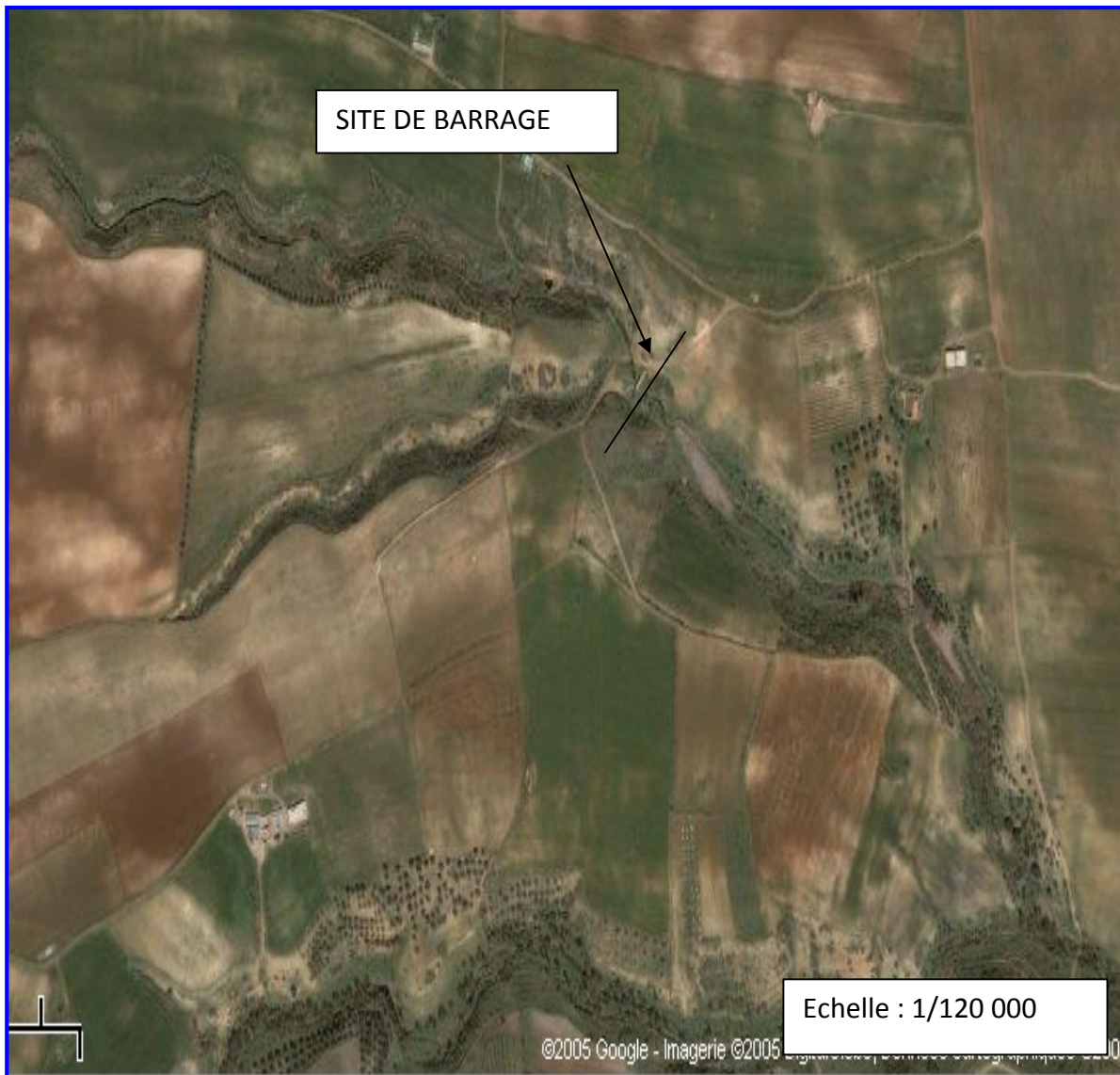
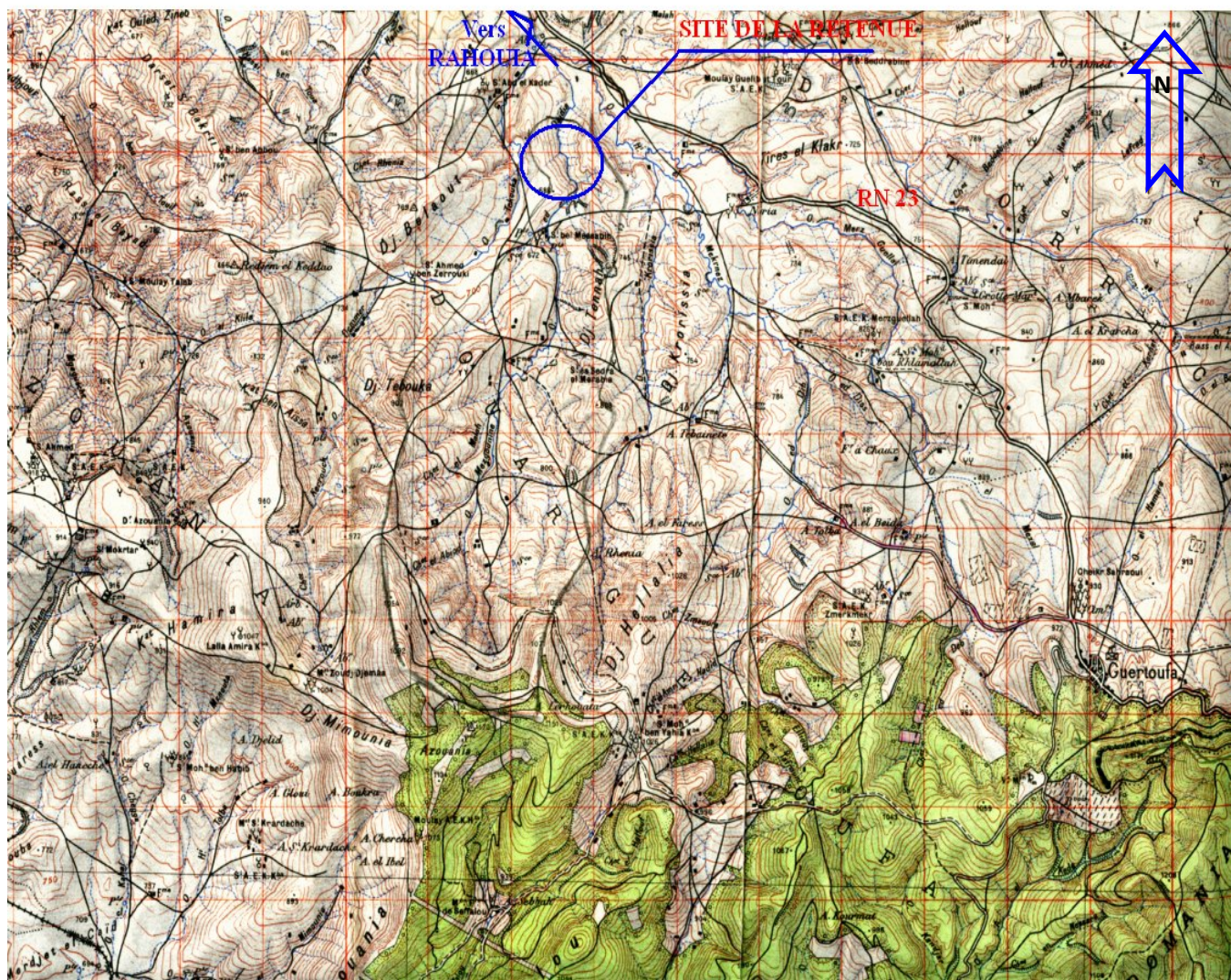


FIG I-2: Situation géographique du projet de oued Djaidia



Conclusion :

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

D'après la morphologie du site et les paramètres topographique, oued Djaidia peut dans son lit contenir un ouvrage de retenue collinaire.

II.1.Géologie :

II.1.1.Introduction :

Le présent dossier traite l'étude géologique de la retenue collinaire sur Oued Djaidia commune de Guertoufa. Elle est basée essentiellement sur les données recueillies :

sur terrain telles que les observations faites sur site après plusieurs visites de reconnaissances et les résultats de la campagne de prospection de terrain (la réalisation de sondages carottés et des puits en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt et zone d'emprise de la digue) avec analyse descriptive (lithologie) des formations géologiques rencontrées et traversées par pelle et enfin le levé géologique du site et sa cuvette.

La recherche, la collection et l'exploitation de la documentation existante sur la zone d'étude (cartes géologiques, topographiques, documents divers ...).

II.1.2. Sismicité de la région d'étude :

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, mais également au pays tout entier dont elle peut obérer le développement pour un certain nombre d'années à l'instar du séisme du 10 octobre 1980 de Chlef dont nous continuons encore à payer les conséquences aujourd'hui.

Pour pouvoir réduire les pertes induites par ce cataclysme, on doit en premier lieu quantifier le danger ou dégât en identifiant les sources sismiques (failles actives, charriages.....) et évaluer les niveaux de secousses (intensité, magnitude, accélération) dans la région épi-centrale, puis évaluer le niveau de vulnérabilité (taux de perte) de la population exposée au risque (individus, ouvrages, bien économiques et sociaux.....)

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le règlement R.P.A.88 (règles parasismiques Algériennes) en considération de deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

Le coefficient d'accélération de zone noté « A » est donné par R.P.A 88 en fonction de groupe d'usage de l'ouvrage et y est déterminé par la méthode de Messieurs SHAH et AL en 1975 ; c'est une méthode probabilistique basée sur des cartes d'iso accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie .

L'application de cette dernière se base sur l'accélération dite de « DOMMAGE » A Déterminée avec des hypothèses pour les groupes d'usages (1, 2, 3 respectivement et la période de retour 500, 100 , 50 années respectivement).

Le site de la retenue collinaire sur Oued Djaidia commune de Guertoufa wilaya de Tiaret est situé dans la zone « II » (zone à activité tellurique intense d'après R.P.A, correspondant à une intensité égale à VII selon l'échelle de Mercalli).

La dite retenue collinaire constitue un ouvrage de peu d'importance pour la communauté ce qui lui permette d'être dans le groupe d'usage 3 selon le règlement R.P.A et ayant une durée de vie limitée de 20 à 30 ans.

Donc pour notre site ayant un degré d'usage égal à 3, appartenant à la zone sismique II, une durée de vie économique de 20 à 30 années ; donc pour une période de retour de 50 ans, le coefficient de dommage est de : $10\% = 0,10$

II.1.3. Géologie régionale :

Analyse lithostratigraphique des Fasciés :

Le bassin versant de la présente retenue collinaire est marqué par des terrains sédimentaires suivants (du plus récent au plus ancien selon l'échelle géologique) :

Quaternaire (Alluvions actuelles, récentes et anciennes)

Ce sont des sables, des graviers, des limons, des argiles et de matériels divers qui forment des îlots discontinus le long des principaux oueds.

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

On note aussi la présence des dépôts continentaux superficiels sous forme d'encroûtement calcaire.

De part et d'autres des oueds, des terres arables sur les pentes sont représentées par des alluvions anciennes qui sont le siège d'une culture mécanisée dès que leurs dimensions le permettent.

Tertiaire :

*** *Mio - pliocène :***

Le miocène dans la région du projet est relié au miocène de la région de Tiaret qui diffère du miocène du Chéelif.

Il est représenté par des marnes grises ou noires surmontées par des alternances de grés quartzeux et de marnes argileuses en lits souvent minces.

*** *Oligocène :***

L'oligocène présent dans la région du projet est désigné par « Oligocène à faciès oranais, il est constitué de par un ensemble de marnes et de blanchâtre et de grés à ciment calcaire. Ces couches très érodables couvrent de très grandes étendues (dépressions).

*** *Eocène :***

La particularité de cet étage, qu'il est le plus souvent marneux d'extension relativement faible et disloquée donc ses formations sont soumises aux différents processus d'érosion.

*** *Paléocène :***

Les formations appartenant à cet étage sont généralement constituées de marnes noires parfois schisteuses ou calcaireuses

Secondaire :

*** Crétacé :**

- Crétacé supérieur :

Les faciès du crétacé supérieur sont assez variés constitués essentiellement de séries hétérogènes (marno-calcaire et marnes schisteuses) avec des affleurements schisteux.

En effet, la prédominance des marnes fait que les formations du crétacé supérieur résistent mal aux différentes attaques d'érosion.

- Crétacé moyen :

Des marno-calcaire aux niveaux des nappes de charriages

Série monotone de lits d'argilites schisteuses de couleur noire et de grés de teintes roussâtres. C'est un dépôt d'une grande puissance (parfois, 1000m d'épaisseur) il s'agit de flysch.

- Crétacé inférieur :

Le crétacé inférieur est représenté exclusivement par des calcaires marneux de couleur blanc verdâtre et des marnes à faciès pyriteux.

*** Jurassique :**

Dans l'ensemble il s'agit de calcaire massif très résistant, de haut en bas on distingue les faciès suivants :

- **Jurassique supérieur** : est composé de calcaire oolithique et dolomie.

- **Jurassique moyen** : est représenté par des formations surtout argileuses avec des marnes dans lesquelles s'intercalent quelques bancs de calcaires graveleux.

- **Jurassique inférieur** formé par un épais calcaire faiblement dolomitisme.

*** Trias :**

Habituellement ; il s'agit de marnes et argiles variées, colorées, caractérisées par des affleurements de gypses et brèches gypseuses complexes.

Primaire

Il est constitué de par une couche éruptive ; très homogène et très résistante ; il s'agit d'une roche alcaline nommée « rhyolite à albite ».

Structurale

L'analyse géologique du site du projet ne peut être cernée que dans le cadre de la structure régionale, en raison de l'extrême complexité tectonique.

En effet la structure générale est représentée par des nappes de charriages juxtaposées et qui se superposent sur des terrains autochtones. Les dites nappes de charriages peuvent être individualisées en sept zones tectoniques.

Dans cet aperçu, on ne fait que citer les différentes nappes (extraits des rapports Tome I et II de J. POLVECHE – 1960- Contribution à l'étude géologique de l'Ouarsenis Oranais).

Zone des hauts plateaux (miocène autochtone post – nappe).

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

Zone des massifs autochtones de la bordure sud tellienne.

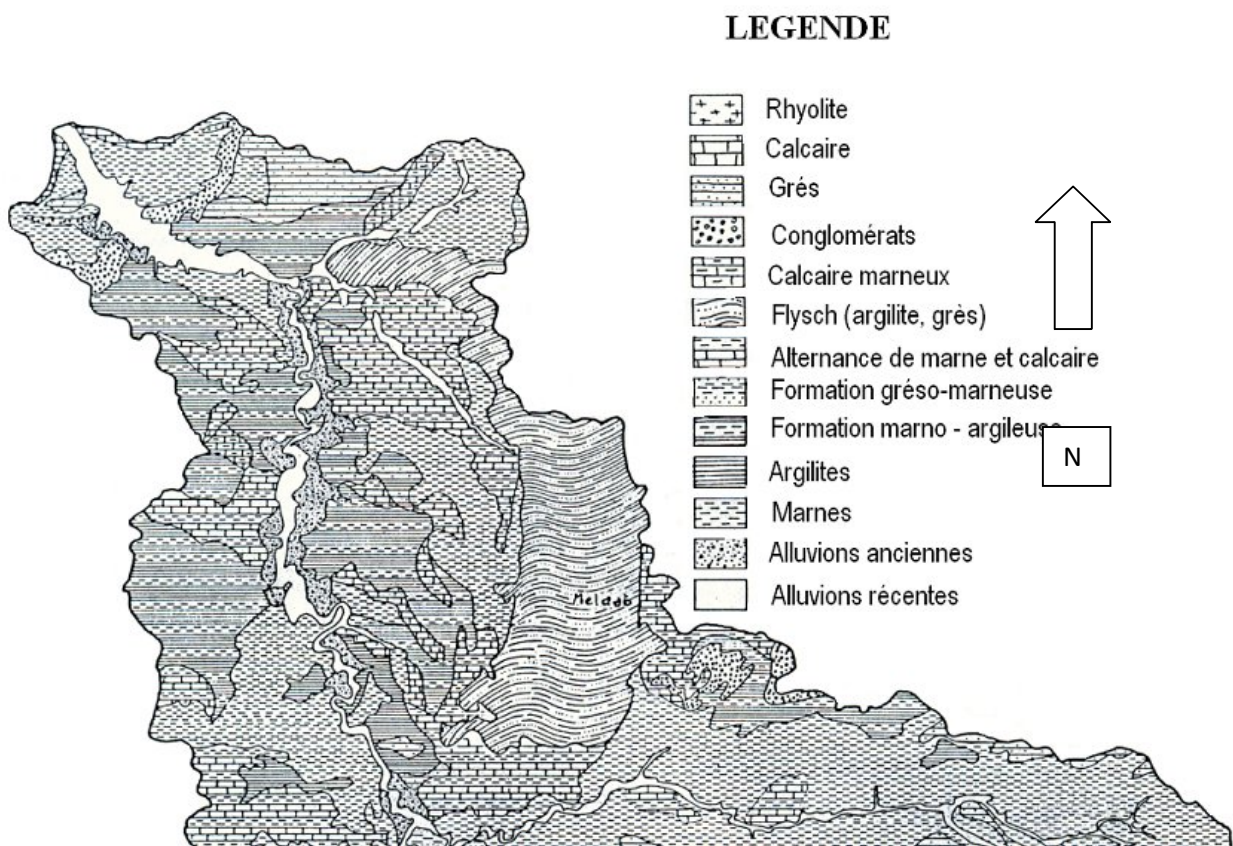
Nappe oligo-miocène.

Nappe des Chouala.

Unité albo-cénomanienne

nappe Numidienne.

Dépression ultra tellienne du chelif.



II.1.4. Hydrogéologie sommaire de la région :

La région d'étude où se situe le site de la retenue collinaire sur OUED DJAIDIA commune de GUERTOUFA est a dominance d'argile limono - sableuse, nous permet de dire que les pertes d'eau par infiltration à travers la cuvette est assez faibles et l'imperméabilité des marnes entraînent une récupération des eaux de surface du bassin versant dans l'assiette de la retenue collinaire.

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

Cette formation argileuses, constitue un tapis étanche pour les infiltrations verticales de l'eau. Ce sont donc des formations imperméables. Les pertes d'eau de précipitation par infiltrations à travers les affleurements de terrains perméables est peu importante dans la région Cette hypothèse est confirmée par la présence de peu de milieux aquifères de faible importance dans cette région.

II.1.5. Géologie et hydrogéologie de la cuvette :

Analyse lithologique de l'emprise et de la cuvette :

Elle est essentiellement basée sur les observations faites lors de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et son assiette et la description lithologique des faciès rencontrés lors de la campagne de reconnaissance de terrain (l'exécution des sondages carottés (S1, S2) en différents endroits de l'axe de la future digue.

Les sondages S1 et S2 exécutés sur une profondeur de 10 m au niveau de l'axe de l'Oued ; le premier au niveau du lit d'Oued et le second sur la rive gauche.

Le fond de la vallée (thalweg) de la retenue est caractérisé par une sédimentation alluviale : alluvions récentes et actuelles , formées par des matériaux pulvérulents tels que les cailloux , graviers et sables ,et argilo limoneux (ce sont des terrasses alluviales) .

Ces dépôts alluvionnaires de terrasses proviennent de la décomposition physico-chimique des roches mères (calcaires, marnes et grès).

Les versants à pente douce de la retenue sont parfois masqués au fond de la vallée par des dépôts ou sédiments détritiques alluvionnaires constitués sous une très faible puissance. par de faible couverture argileuse de l'ordre de 0,50 mètres (terre végétale : argile silto-sableuse verdâtre, carbonatée).

Le terrain de l'emprise de la digue est caractérisé par des argiles silteuse gris-verdâtre, carbonatée, tendre , feuilletée d'un dépôt d'oued formé de galets et blocs de grès emballés dans une matrice d'argile silto-sableuse grise d'une puissance de 3m surmonté d'un dépôt de terrasse d'oued formé d'argile limono-sableuse, gris verdâtre d'une puissance de 4mètres.

II.1.6. Hydrogéologie de la zone d'emprise :

1. Perméabilité:

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

Les argiles silteuse masquant le substratum de fondation de la digue, sont totalement imperméables : $K= 3,929. 10^{-11}$ à $5,103.10^{-11}$ m/s.

2. Etanchéité :

Elle est pratiquement assurée par le substratum à dominance d'argile silteuse gris verdâtre, néanmoins la présence de formations géologiques perméables en cet endroit de la digue telles que les dépôts alluvionnaires au fond de la vallée, nous oblige à ancrer la digue dans le bed rok sain imperméable après avoir décapé son toit altéré sur une profondeur de 7 m.

II.1.7. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :

1- Corps de la digue :

Selon la nature des faciès ou formation rencontrés au droit de la zone d'emprise de la digue de la présente retenue collinaire, la digue de la retenue collinaire sur Oued DJAIDIA commune de GUERTOUFA doit être ancrée au fond de la vallée jusqu'au bed- rock sain et imperméable après décapage de la couverture alluvionnaire perméable sur 7 m de profondeur.

Les parements amont et aval de la digue seront fondés au fond du thalweg dans le substratum.

Sur les deux rives, la digue doit être ancrée sur une profondeur de 1mètre.

2- Evacuateur de crue :

Implanté sur la rive gauche, le déversoir latéral des crues doit être également fondé dans les argiles silto-sableuse après avoir enlevé la couche de la terre végétale.

3- La prise d'eau et la vidange de fond :

Placées à côté du thalweg de la retenue collinaire sur Oued DJAIDIA ; sera fondées dans le bed rok argileux.

II.1.8. Stabilité des versants de la cuvette :

Pendant notre campagne de reconnaissance géologique de terrain levé de l'assiette de la retenue collinaire, l'exécution des puits en différentes zones de la cuvette, on ne rencontre aucun indice ou amorce de glissement de terrain.

Donc généralement les versants de l'assiette de la retenue sont stables.

II.1.9. Matériaux de construction de la retenue collinaire :

1- Matériaux d'étanchéité :

Le remblai destiné à l'étanchéité et la recharge du corps de la digue sera exploité en quantité et en qualité des argiles silteuses qui se trouvent dans la cuvette de la retenue collinaire en amont immédiat de l'axe de la digue

2- Matériaux Filtres , drains et transitions :

Graviers, graviers sableux pour les filtres et pour les transitions peuvent être exploités des lits d'oued Djaidia

3- Matériaux pour rip-rap :

Les matériaux rocheux nécessaire à la construction de la protection en enrochement seront exploités soit des formations gréseuses, du calcaire jurassique ou éventuellement des lits d'oueds.

Ils seront exploités sous forme de blocs de 200 à 300 mm de diamètre pour la protection du parement amont de la digue vis-à-vis les mouvements des vagues et graviers et sables pour la production du béton

Conclusion générale et recommandation

Les résultats des données géologiques et hydrogéologiques évoquées aux chapitres de ce dossier, nous permettent de faire les conclusions et les recommandations suivantes :

La structure géologique du substratum à dominance argileuse et son comportement hydrogéologique ne s'oppose guère à la réalisation d'une digue en terre homogène et d'opter pour un ancrage au fond du thalweg jusqu'au bed-rock sain après décapage de la couverture alluvionnaire et le toit altéré du premier .IL sera réalisé par une clé d'ancrage de sept (07) mètres de profondeur.

L'étanchéité du site et son assiette sont assurés par les argiles silteuse.

Les matériaux de construction d'une digue en terre homogène sont largement disponibles dans la cuvette et ses proximités.

On affirme donc que toutes les conditions géologiques et hydrogéologiques sont favorablement réunies pour la réalisation d'une digue en terre homogène sur le site de la retenue collinaire sur Oued DJAIDIA commune de GUERTOUFA - Wilaya de TIARET.

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

II .2.Géotechnique :

Le présent dossier traite l'étude géotechnique de la retenue collinaire sur Oued Djaidia commune de GUERTOUFA, basée essentiellement sur des visites de reconnaissance effectuées sur terrain durant lesquelles le Bureau d'Etudes a établi un programme des travaux de terrain (exécutions des sondages carottés de 10 m de profondeur dans l'axe de la digue et des fouilles et tranchées dans la zone d'emprunt avec des prélèvements des échantillons de sol et sous sol, en différents endroits de la retenue : zones d'emprunt argileuse et d'emprise afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structure géomécanique du sous sol de fondation à différentes niveaux); et de laboratoire (essais géotechniques et chimiques du sol prélevé).

Notre Bureau d'Etudes a signé une convention avec le laboratoire L.T.P.Ouest Unité de Tiaret, afin de réaliser tous les essais géotechniques des échantillons de sol et sous sol, prélevés des divers lieux du site de la présente retenue collinaire sur Oued Djaidia commune de GUERTOUFA.

II.2.1. Prospection géotechnique du terrain :

Six (06) fouilles ou tranchées d'une profondeur moyenne de deux (2,0 m) mètres linéaires, ont été réalisés en différentes zones de la présente retenue collinaire ainsi que deux (02) sondages carottés à l'axe de la future digue prélèvements d'échantillons de sol et sous sol prélevés à différentes niveaux pour pouvoir connaître et déterminer respectivement la structure géo-mécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction du barrage collinaire.

II.2.2. Prospection géotechnique de laboratoire :

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

II.2.2.1. Nombre des essais :➤ **Essais physiques d'identification et de classification :**

Teneur en eau naturelle (W_n).....	8essais
Densité sèche (γ_d).....	8 essais
Limite de liquidité (WL)	8 essais
Indice de plasticité (IP).....	8essais
Granulométrie.....	8essais
Sédimentometrie	8 essais
Degré de saturation (s_r).....	8 essais

➤ **essais mécaniques :**❖ Compression à l'oedomètre :

Compressibilité (P_c).....	5 essais
Coefficient de gonflement (C_g).....	5 essais

❖ Cisaillement rectiligne à la boîte de type U.U :

Cohésion (C_u).....	2 essais
Angle de frottement ϕ_u	2 essais

❖ Compactage selon proctor normal

Teneur en l'eau maximale (W_{max}).....	5essais
Densité sèche optimale (γ_{dopt}).....	5 essais

❖ Analyse chimique de sol :

Teneur en carbonate ($CaCO_3$).....	5.essais
---------------------------------------	----------

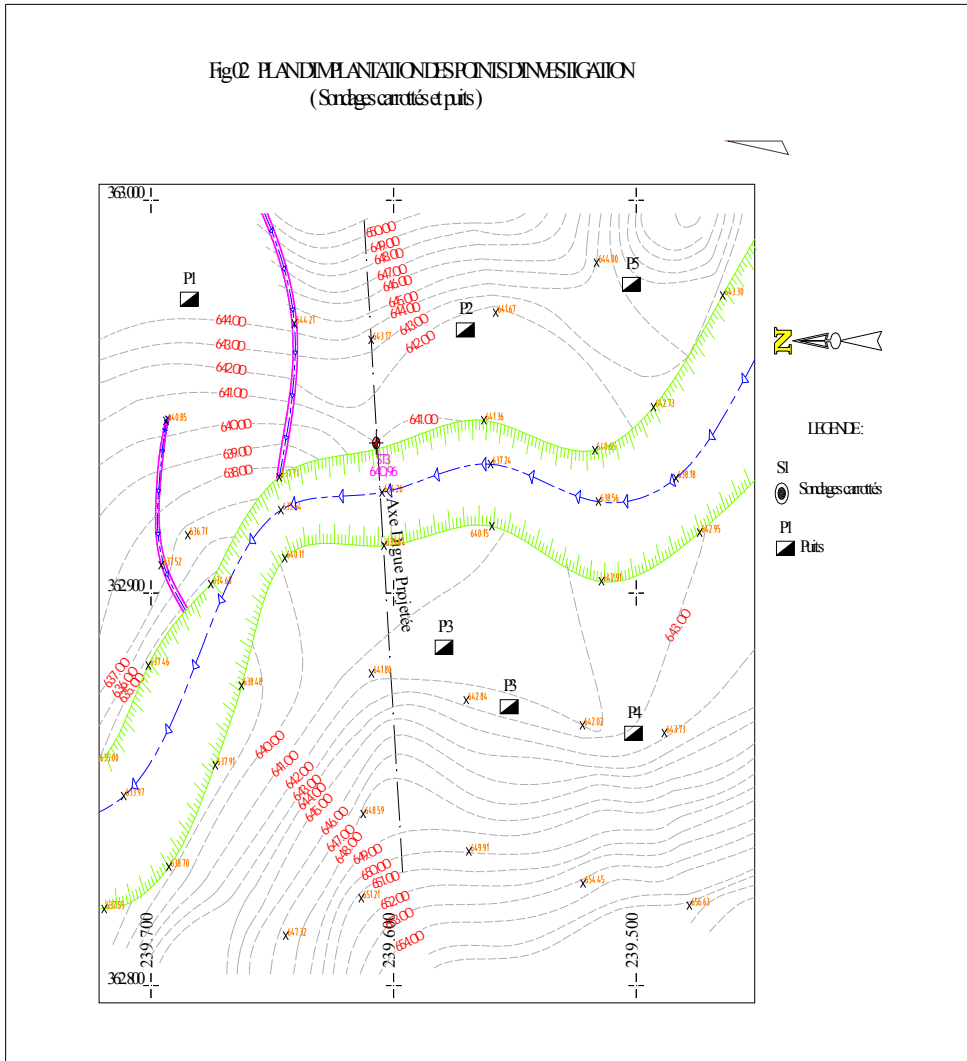
.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

Plan de situation générale des zones d'emprunt

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

Ech 1/1000

Fig(02) PLAN D'IMPLANTATION DES PONS D'INVESTIGATION
(Sondages carottés et puits)



II.2.2.2. Mode opératoire des essais :

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

- Essais physique d'identification et de classification : ont été réalisées selon les méthodes standards reconnues à l'échelle internationale.
- Essais de compressibilité ont été effectués à l'oedomètre et chaque essai est réalisé sous des charges normales.
- Essais de cisaillement rectiligne ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés, sous des contraintes normales : 1,2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1.22mm/nm
- Essais de compactage ; effectués sur des échantillons de sols selon Proctor normal (pression constante).

II.2.3. Résultats géotechnique de terrain au laboratoire et leur interprétation :

II.2.3.1 .Terrains d'assise et de fondation de la digue :

Le terrain de l'emprise de la digue est caractérisé par des argiles silteuse gris-verdâtre, carbonatée, tendre , feuilletée d'un dépôt d'oued formé de galets et blocs de grès emballés dans une matrice d'argile silto-sableuse grise d'une puissance de 3m surmonté d'un dépôt de terrasse d'oued formé d'argile limono-sableuse, gris verdâtre d'une puissance de 4mètres.

Les paramètres géotechniques et chimiques suivantes :

- Essais physiques d'identification et de classification

Teneur en eau naturelle (w_n).....	15.82 < w_n < 15.85 %
Densité sèche (γ_d).....	1.77 < γ_d < 1.83 t/m ³
Densité humide (γ_h).....	2.05 < γ_h < 2.12 t/m ³
Degré de saturation (S_r).....	86.07 %
Limite de liquidité (W_l).....	33.70 < W_l < 42.90 %
Indice de plasticité (I_p).....	14.13 < I_p < 22.16 %

C'est un sol meuble constitué d'éléments fins argilo-limoneux, plastique à très plastique et appartenant selon la classification Américaine U.S.C.S (L.C.P.C) à la classe CL (Ap).

*Essais mécaniques

- Compression à l'oedomètre

Compressibilité (P_c).....3,34 bars

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

Coefficient de compression (**Cc**)0,108

Coefficient de gonflement (**Cg**)0,026

C'est un faciès argileux et limoneux, moyennement compressible, gonflant.

- Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U

Cohésion (**Cu**)0,30 bar

Angle de frottement (ϕ_u).....16°

- Analyse chimique sommaire du sol

Teneur en carbonate (**CaCO₃**)..... 10<**CaCO₃**<12 %

Essais physiques d'identification et de classification :

Densité sèche (**γ_d**).....1.72 < **γ_d** <1.82 t/m³

Limite de liquidité (**Wl**).....31.70 < **Wl** < 51.50 %

Limite de plasticité (**Wp**).....16.19 < **Wp**< 26.05 %

Indice de plasticité (**Ip**).....12.04 < **Ip** < 20.25 %

*Essais mécaniques

- Compression à l'oedomètre

Compressibilité (**Pc**).....2.05<Pc<3,24 bars

Coefficient de compression (**Cc**)8.50 < Cc < 15.10

Coefficient de gonflement (**Cg**)2 < Cg < 3.30

- Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U

Cohésion (**Cu**)0,62 bar

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

Angle de frottement (ϕ_u).....23°

- Analyse chimique sommaire du sol

Teneur en carbonate (CaCO_3)..... 10< CaCO_3 <20 %

II.2.3.2. Matériaux de construction de la digue :

.1 Matériaux d'étanchéité et recharge :

*Essais physiques d'identification et de classification

Densité sèche (γ_d).....1.77 t/m³

Limite de liquidité (**WL**).....41.60 %

Limite de plasticité (**Wp**).....21.12 %

Indice de plasticité (**Ip**).....16.14 %

***Essais mécaniques**

- Compression à l'oedomètre

Perméabilité (**K**).....1.048*10⁻⁷ à 5.977*10⁻⁸ cm/s

C'est une formation argileuse, pratiquement imperméable

- Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

Cohésion (**Cu**)0,62 bars

Angle de frottement (**Øu**).....23°

- Compactage selon proctor normal

Teneur en eau maximale(**W_{max}**).....19,75 %

Densité sèche optimale(**γ_{dopt}**).....1,72t/m³

Analyse chimique sommaire du sol

Teneur en carbonate(**CaCO₃**).....15%

II.2.3.3. Matériaux pour filtres, transition et drains :

Type de matériaux destinés à la protection du corps de la digue doivent être exploités des carrières

calcaires existantes à proximité de la retenue et doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux de TERZAGUI ci –après en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base (argiles)(voir la courbe granulométrique dans les annexe) .

$$\frac{d_{15}^f}{d_{85}^a} \leq 5 \qquad 12 \leq \frac{d_{15}^f}{d_{15}^a} \leq 40 \qquad 12 \leq \frac{d_{50}^f}{d_{50}^a} \leq 58$$

La première couche de transition **T1** :

D 15% = 36 -120 micron

D 50% = 0,96- 4,64 mm

D 85% = 10 mm

La deuxième couche de transition **T2** :

D 15% = 432 - 4800 micron

D 50% = 11,52- 369,12 mm

D 85% = 50 mm

II.2.3.3.1. Matériaux d'enrochement (Rip-Rap) :

Ces matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d'eau de la retenue collinaire seront exploités des carrières de calcaires qui se trouvent aux environs du site de la retenue collinaire .Ces matériaux sont de bonne qualité géotechnique et chimique qui sont :

Poids spécifique des grains (γ_s).....2,0-2,5 t/m³

Micro-Deval à l'eau (**M.D.E**).....<40 %

Los Angelès (**L.A**).....35 %

Résistance à la compression simple (**Rc**).....50-150 Mpa

Résistance à la compression simple de saturation (**Rc_{sat}**).....40-130 Mpa

L'enrochement du parement amont de la digue doit comporter des sédiments calcaires sous forme de gros blocs de 200 à 300 mm de diamètre afin de bien résister aux mouvements des vagues.

Conclusion générale et recommandation

Après analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la retenue collinaire sur **Djaidia** (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire) ; on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes :

Les argiles pour la recharge de la digue en terre homogène se trouvent au alentours de la digue ; à l'amont et à l'aval immédiat de la retenue collinaire.

Il est recommandé un ancrage de sept (07) m pour éviter le niveau alluvionnaire et qu'elle pourra être édiflée uniquement avec les argiles silteuse.

Introduction:

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable, Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'Oued Djaidia tels que la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphologiques, les données climatologiques et pluviométriques, de déterminer l'apport liquide moyen annuel ainsi que les apports de différentes fréquences. Egalement seront déterminés les débits maximums et les apports solides. Cela constituera la première partie de ce chapitre.

Le deuxième concernera l'étude de la régularisation et enfin l'étude du laminage de crues.

Toutes ces caractéristiques sont nécessaires au dimensionnement de la retenue et de ses ouvrages annexes tel le déversoir et la vidange de fond.

III-1-Le bassin versant :**III.1 .1- _Caractéristiques générales du bassin versant :**

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire. Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et

ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite. Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête.

III.1.2- Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :

Les caractéristiques physico-géographiques (surface du bassin versant, la forme du bassin, la pente et le réseau de drainage) du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte d'Etat Major à l'échelle 1/50000.

III.1.2.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant :

Le site est aisément accessible à partir de la route nationale R.N.23 reliant TIARET - RELIZANE ; à travers une piste agricole jusqu'au flanc gauche de la retenue collinaire.

Dans le cadre d'une mission de reconnaissance, les coordonnées du site de la retenue sont :

Carte d'Etat major au 1/50.000

Carte de PREVOST-PARADOL

Les coordonnées U.T.M du site sont :

$$X = 362.925,52\text{m}$$

$$Y = 239.605,55\text{m}$$

$$Z = 636,00\text{m, NGA}$$

III.1.2.2 _Caractéristiques physiques du bassin versant :

A- Les caractéristiques géométriques :

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

1. La surface du bassin versant est déterminée avec l'emploi du planimètre, il est déterminé à partir de la surface obtenue de la projection horizontale du territoire délimité par la ligne de partage superficielle. Par planimétrie sur la carte d'état major à l'échelle 1/50.000, la surface du bassin est:

$$\mathbf{S = 12.07km^2}$$

2. Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin on va le déterminer à l'aide d'un curvimètre .on mesure le périmètre P du bassin versant ; est:

$$\mathbf{P = 16.60 km}$$

B- Caractéristiques hydro morphologiques :

1. Indice de compacité de Gravelius Kc :

C'est le rapport du périmètre du bassin sur la circonférence du cercle de rayon **R** ayant la même superficie **S** que le bassin, cet indice exprime la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre.

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (III.1)$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} = \dots\dots\dots (III.2)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

AN : **Kc = 1.34**

Si K_c = 1 => bassin ramassé

Si K_c > 1 => bassin allongé

Le K_c > 1 alors il s'agit d'un bassin allongé

2. Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $K_p = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots (III.3)$

P : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

AN : **K_p = 22.83**

3. Rectangle équivalent :

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L et l ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \quad \text{et} \quad S = L*l \quad \rightarrow (1) \dots\dots\dots(III.4)$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \rightarrow (2) \dots\dots\dots(III.5)$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2^{ème} degré admet deux solutions L ; l :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.6)$$

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec L : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l : largeur du rectangle équivalent en (Km)

AN : **L =6.44 Km**

Et :

l =1.87 Km

C. Caractéristiques de Couvert végétal :

Dans la wilaya de Tiaret plus particulièrement la région de Oued Djaidia, le couvert végétal est lié aux principaux paramètres naturels qui sont : le relief, la géologie du terrain, le climat et le facteur humain.

Dans les hautes montagnes, le couvert végétale se trouve sous forme de forêts dégradées relativement discontinues, représentée par l'espèce la plus fréquente : le chêne vert.

Ces forêts sont caractérisées par la présence de quelques parcelles de végétation clairsemée et parfois nues, ce qui a engendré des ruissellements importants pendant les pluies torrentielles favorisant ainsi l'érosion et la destruction des sols.

En dehors de ces reliefs, la végétation arborescente est limitée à quelques lambeaux dans les versants sous forme d'espèces boisées notamment dans les rives des principaux oueds, par contre dans les terrains non agricoles règnent les herbacées naturelles où se manifeste le phénomène d'érosion hydrique intense.

D. Caractéristiques hydrographiques :

Le site de la retenue collinaire sur Oued Djaidia se situe au pied du Djebel Hellalia qui culmine à 1151 m (N.G.A).

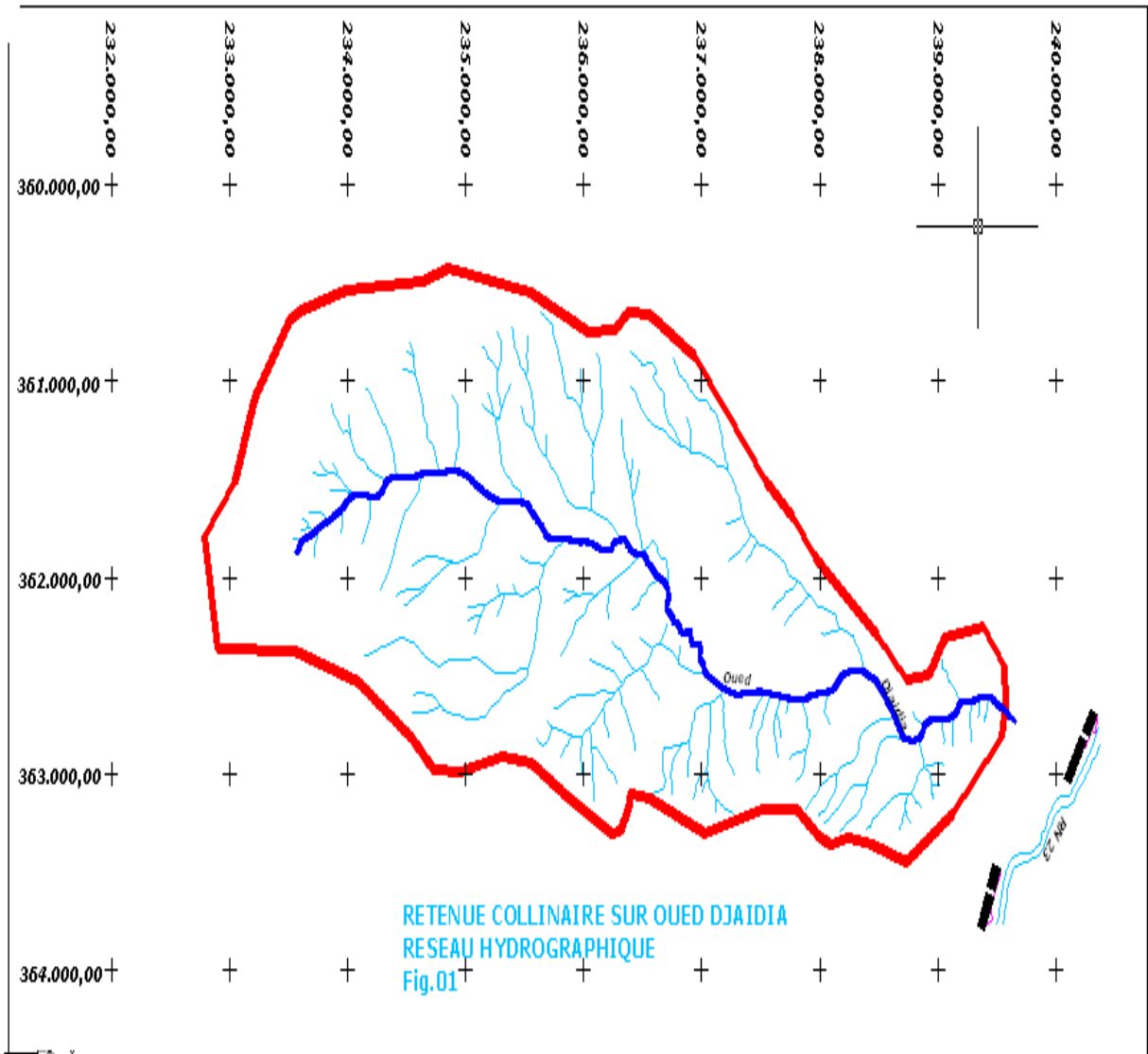
La topographie de la région est relativement accidentée. L'aire d'étude se présente généralement comme une région au relief ondulé et aux pentes abruptes.

L'oued Djaidia appartient au grand bassin de Oued Chlef.

La hiérarchie du réseau hydrographique est : Oued Djaidia – Oued Hassi El Mekrnez - Oued Lili – Oued Rhiou – Oued Chlef.

L'oued Djaidia coule du Sud vers le Nord et prend naissance dans les monts du Djebel Hellalia **(voir la figure III.1)**.

D'après les observations faites par notre bureau, le couvert végétal qui caractérise le bassin versant de la future retenue collinaire sur oued Djaidia, est la culture céréalière, néanmoins ; une partie boisée dans les hauteurs de Djebel Hellalia.



1. Paramètres du relief:

Le relief est un facteur essentiel, il est caractérisé par :

La courbe hypsométrique.

L'altitude moyenne

L'indice de pente globale I_g .

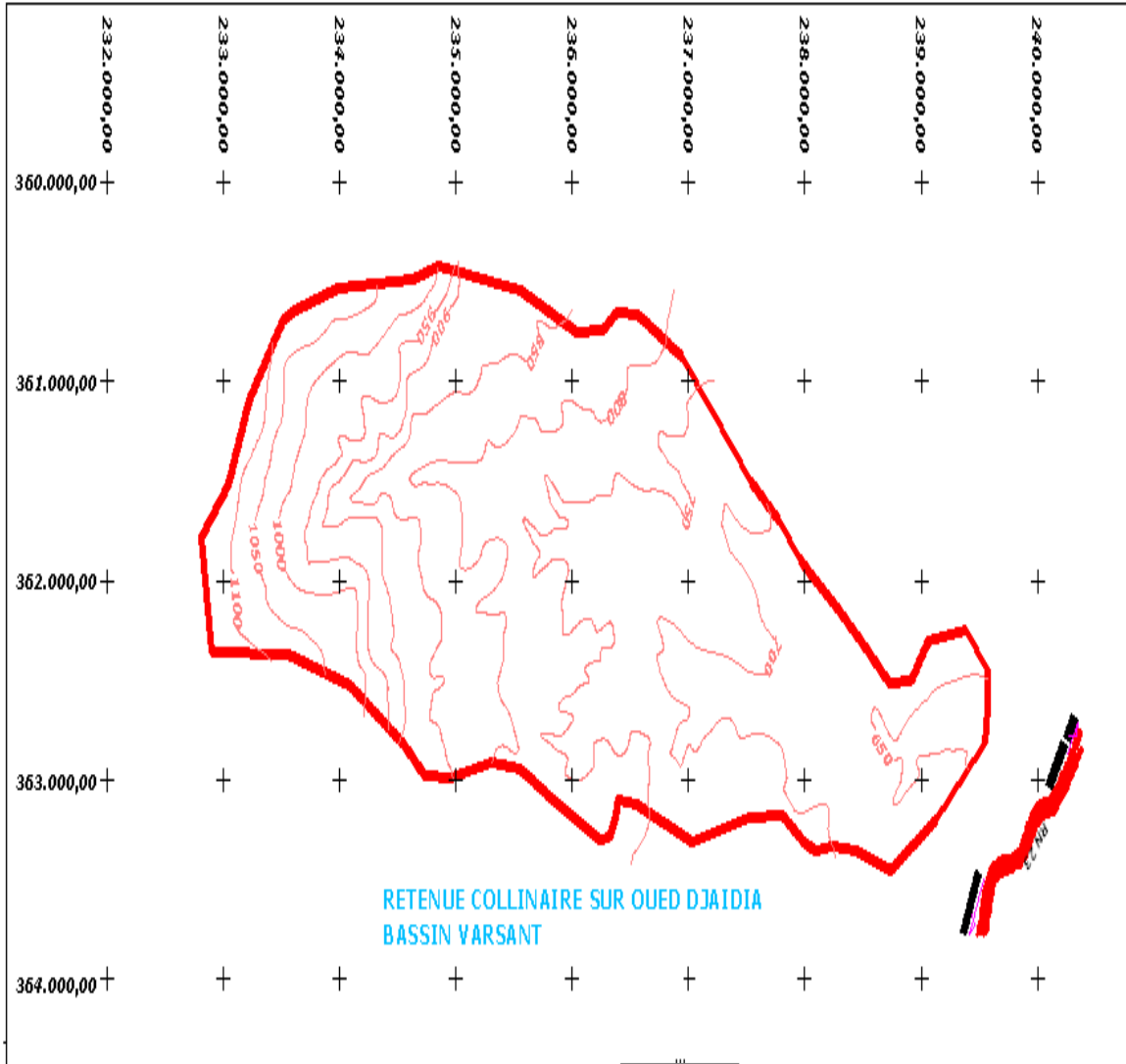
L'indice de pente roche I_p

L'indice de pente moyenne du bassin versant I_m

Densité de drainage D_g .

1. Courbe hypsométrique :

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrage des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes.



Le tableau (III.1) donne la répartition des surfaces en fonction des cotes.

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

Tableau (III.1) :

Tranche d'altitudes (m)	Surface partielle (Km ²)	Surface partielle (%)	% des surfaces cumulées
1100-1151	0,22	1.822700911	1,822700911
1050-1100	0,5	4.142502071	5,965202982
1000-1050	0,7	5.7995029	11,76470588
950-1000	0,7	5.7995029	17,56420878
900-950	0,5	4.142502071	21,70671085
850-900	1	8.285004143	29,991715
800-850	1,64	13.58740679	43,57912179
750-800	2	16.57000829	60,14913007
700-750	2,52	20.87821044	81,02734051
650-700	2	16.57000829	97,59734881
630-650	0,29	2.402651201	100.00
	12,07		

La courbe hypsométrique est représentée par la **Fig. (III.3)**.

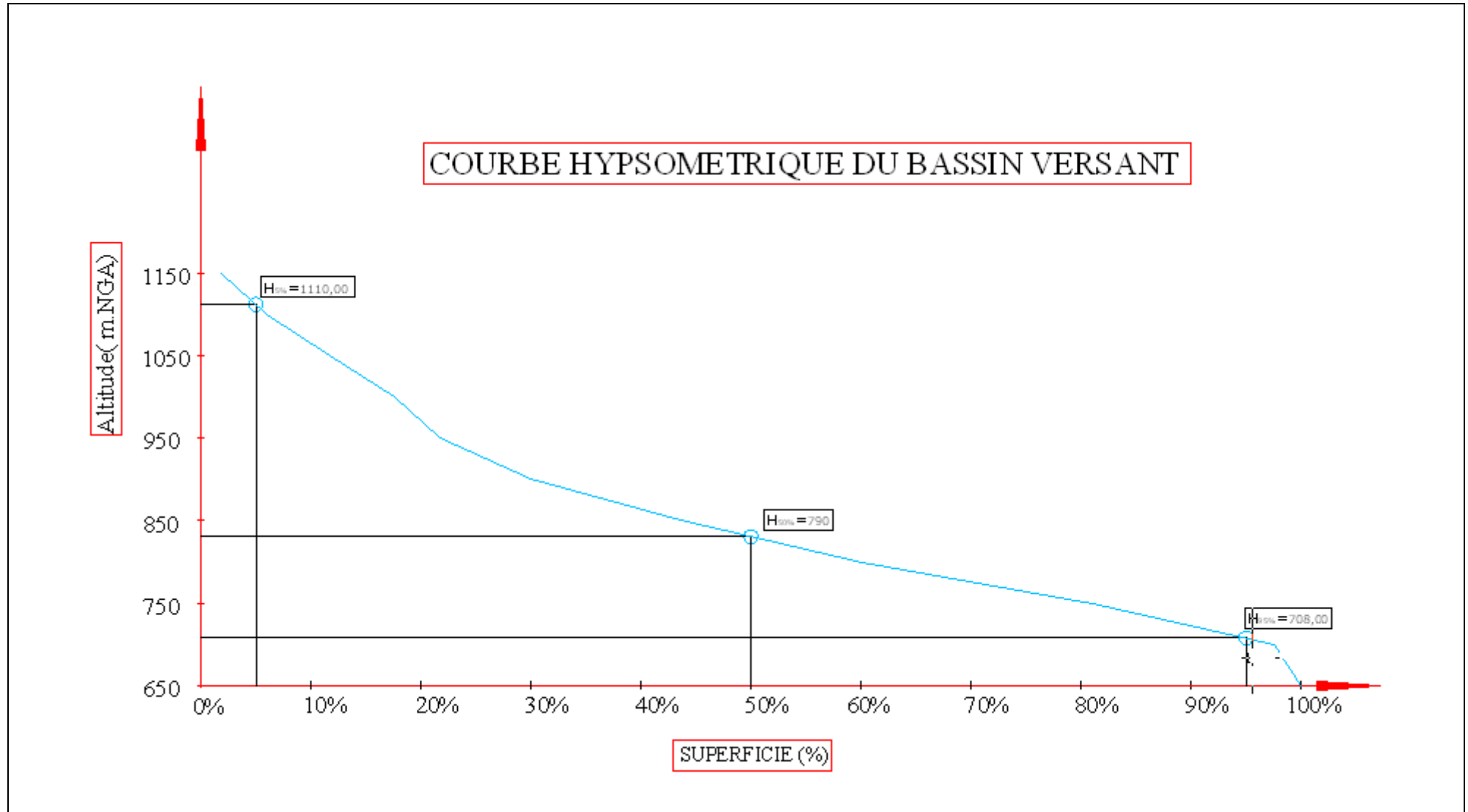
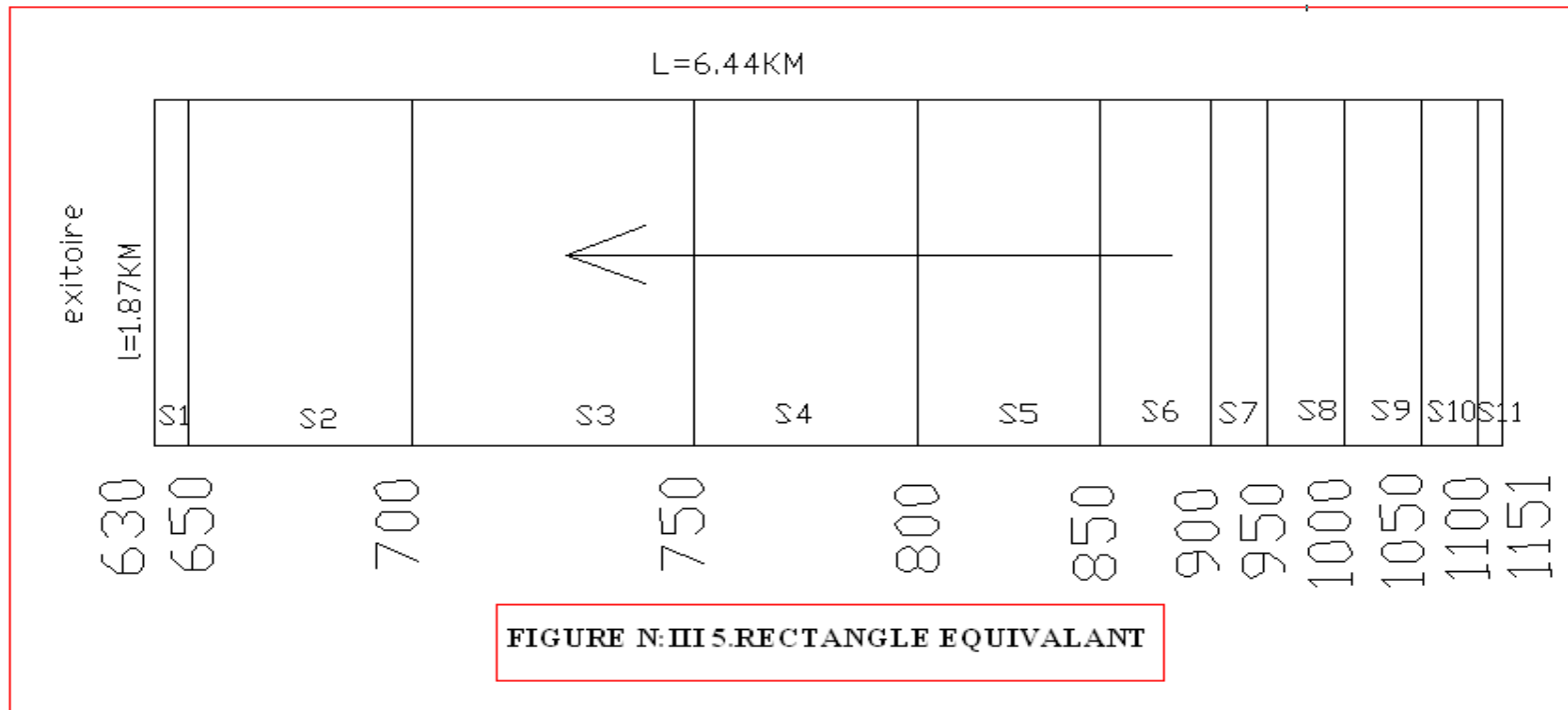


FIGURE N°:III.3:COURBE HYPSONOMETRIQUE DU BASSIN VERSANT



2. Altitude moyenne du bassin versant :

Celle-ci est donnée par deux procédés :

Celle-ci est donnée par deux procédés :

1) Altitude médiane :

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%. C'est l'altitude médiane.

$$H_{50\%} = 790 \text{ m.}$$

2) Altitude moyenne:

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

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

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;

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

S : superficie totale du bassin versant [km²].

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

Tableau : III.02 : Résultats de calcul

Surface partielle (Km ²)	Hi (m)	Hi+1(m)	H _{moy} (m)	Vi =Si* Hmoy (Km ² .ml)
0,29	630	650	640	185,6
2	650	700	675	1350
2,52	700	750	725	1827
2	750	800	775	1550
1,64	800	850	825	1353
1	850	900	875	875
0,5	900	950	925	462,5
0,7	950	1000	975	682,5
0,7	1000	1050	1025	717,5
0,5	1050	1100	1075	537,5
0,22	1100	1150	1125	247,5
				Σvi

AN:

Hmoy=811m

Tableau (III.3) Détermination des altitudes :

Altitude	Valeur (m.NGA)
H_{moyenne}	811m
H_{médiane}	750m
H₉₅	708m
H₅	1110m
H_{max}	1151m
H_{min}	630m

3.les indices :

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

1. indices de pente :

Indice de pente de Roche I_p :

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1}. Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i} (H_i - H_{i-1}) \dots\dots\dots$$

(III.9)

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

S_i : Surface partielle correspondante (%).

AN :

I_p=27.66km/m

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

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(III.10)$$

Ou D = Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$

On prend :

D = H5 – H95 pour notre bassin versant, on a donc

D = 1110-708 = 402 m avec ;

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: sont les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

AN : **$I_g = 62.42 \text{ m/km}$**

Indice de pente moyenne du bassin versant I_m :

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots(III.11)$$

Avec :

ΔH : Dénivelée (m).

l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,3....n.

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

AN : **$I_m = 176.66 \text{ m/km}$**

Conclusion:

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

D. Caractéristiques physiographiques :

1) Densité de drainage Dd :

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

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots$$

(III.12)

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 47.7 Km.

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

AN : **$D_d = 3.95 \text{ km/km}^2$**

2) Densité du thalweg élémentaire:

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots \text{(III.13)}$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=106$

S : Superficie du bassin versant.

AN : **$F_1 = 8.78 \text{ thalweg/km}^2$**

3) Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots \text{(III.14)}$$

AN: **$C_t = 34.68 \text{ Km}^{-3}$**

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

D'après les résultats obtenus ci-dessus, Il apparaît clairement que le chevelu hydrographique est assez développé, cela est attribué vraisemblablement aux fortes pentes des versants.

4) A). Temps de concentration du bassin versant t_c :

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire .Il existe plusieurs formules .Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI** (1937) soit :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km²) ;

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

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

AN : t_c=2.67 heures

b). Formule de KIRPICH:

$$T_C = 0.6615 \cdot L_p^{0.77} \cdot I_g^{-0.85} \quad \text{t}_c=0.09 \text{ heures}$$

I_g : indice de pente globale.

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

c). Formule de CALIFORNIA :

$$T_C = \left(\frac{0.87L^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right)^{0.386}$$

$t_c = 0.88$ heures

Tableau III.4-Temps de concentration.

FORMULE	VALEUR DE Tc en h
GIANDOTTI	2.67
KIRPICH	0.09
CALIFORNIA	0.88
MOYENNE	1.21

5) Vitesse de ruissellement :

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-reseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_C} \dots\dots\dots (III.16)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

AN : **V_r = 3.08 Km/h**

Les principales caractéristiques morphologiques du bassin versant sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tableau (III.5) : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Superficie	S	km ²	12.07
Périmètre	P	km	16.60
Longueur du thalweg principal	L	km	7.00

Indice de compacité		K_C		1.34
Coefficient d'allongement		K_P		22.83
Rectangle équivalent	longueur	L_r	km	6.44
	largeur	l_r	Km	1.87
Altitudes	maximale	H_{max}	m. NGA	1151
	moyenne	H_{moy}	m. NGA	630
	médiane	H_{med}	m. NGA	750
	minimale	H_{min}	m. NGA	811
Indice de pente de Roche		I_P	m/Km	27.66
Indice de pente globale		I_g	m/Km	62.42
Indice de pente moyenne		I_m	m/Km	176.66
Densité de drainage		D_d	Km/Km ²	3.95
Coefficient de torrentialité		C_t	Km ⁻³	34.68
Temps de concentration		T_c	h	2.67
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	3.08

III.1.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et de ces ouvrages annexes.

Compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone du projet, on a eu recours aux observations faites à la station de Guertoufa .

L'identification des caractéristiques climatiques est basée sur l'analyse du document de l'ANRH. Malgré l'importance des paramètres climatiques dans l'étude du milieu naturel, le périmètre d'étude a été doté d'une station météorologique installée à Guertoufa et dans le but de donner une précision plus exacte du phénomène hydrologique, l'analyse prend comme référence les données enregistrées de la station météorologique de saïda .

Le choix de cette station de référence prend en compte les critères des mêmes caractéristiques du site et l'appartenance géographique et bioclimatique.

Tableau (III.6) : Caractéristiques des stations météorologiques :

Stations	Codes	Abscisses X	Ordonnées Y	Altitudes Z(m)	Périodes (Année)
Guertoufa	012501	369.200	233.400	632	33
saïda	111127	2666.7	172.850	815	33

III.1.3.1. Température de l'air :

En Algérie, la présence du Sirocco, un vent chaud et sec qui vient de Sahara, est caractéristique. Les températures maximales ont pour origine ce phénomène particulier, qui est accompagné par une humidité qui s'en trouve réduite.

Dans le Tableau (III.7) sont portées les températures moyennes annuelles à station de Guertoufa pour une période de 30 années.

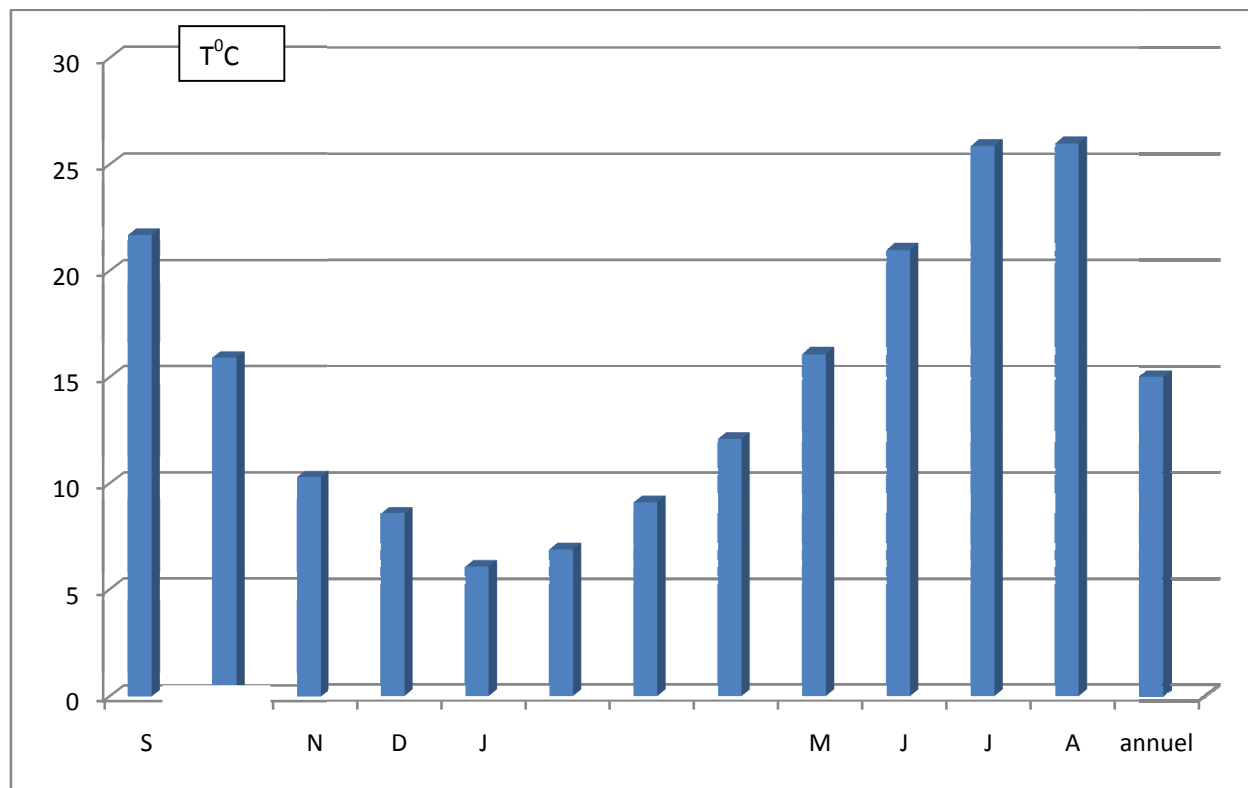
Tableau (III.7) : Températures moyennes à tiaret

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	annuel
T °C	21.7	15.9	10.3	8.6	6.1	6.9	9.1	12.1	16.1	21	25.9	26	15
Sétif													

source

ONM

Figure N° :III.5 : Répartition mensuelle de température



III.1.3.2. Le vent :

Dans le Tableau (III.8) sont portées le vent pour une période de 30 années.

Tableau (III.8) : Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de tiaret

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
V (m /s)	3.65	3.46	3.59	3.85	4.7	3.61	3.85	4.25	3.89	3.92	3.56	3.4	3.81

source ONM

III.1.3.3. L'évaporation ;

Les données disponibles pour l'évaporation sont celles mesurées aux stations de Guertoufa (période 1973 - 2003).

L'évaporation moyenne inter annuelle pour la station de Guertoufa est de :

- ❖ Guertoufa –ETP : 1383 mm (valeur prise en compte dans l'étude de la régularisation)

Pour la station de Guertoufa, les valeurs de l'évaporation moyenne mensuelle sont portées dans le

Tableau (III.9).

Tableau (III.9) : Evaporation ETP Penman – Station de tiaret

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Ev %	10.48	6.51	3.25	2.17	2.45	3.25	5.64	8.46	11.28	14.1	16.28	15.4	100
mm	145	90	45	30	34	45	78	117	156	195	235	213	1383

source ONM

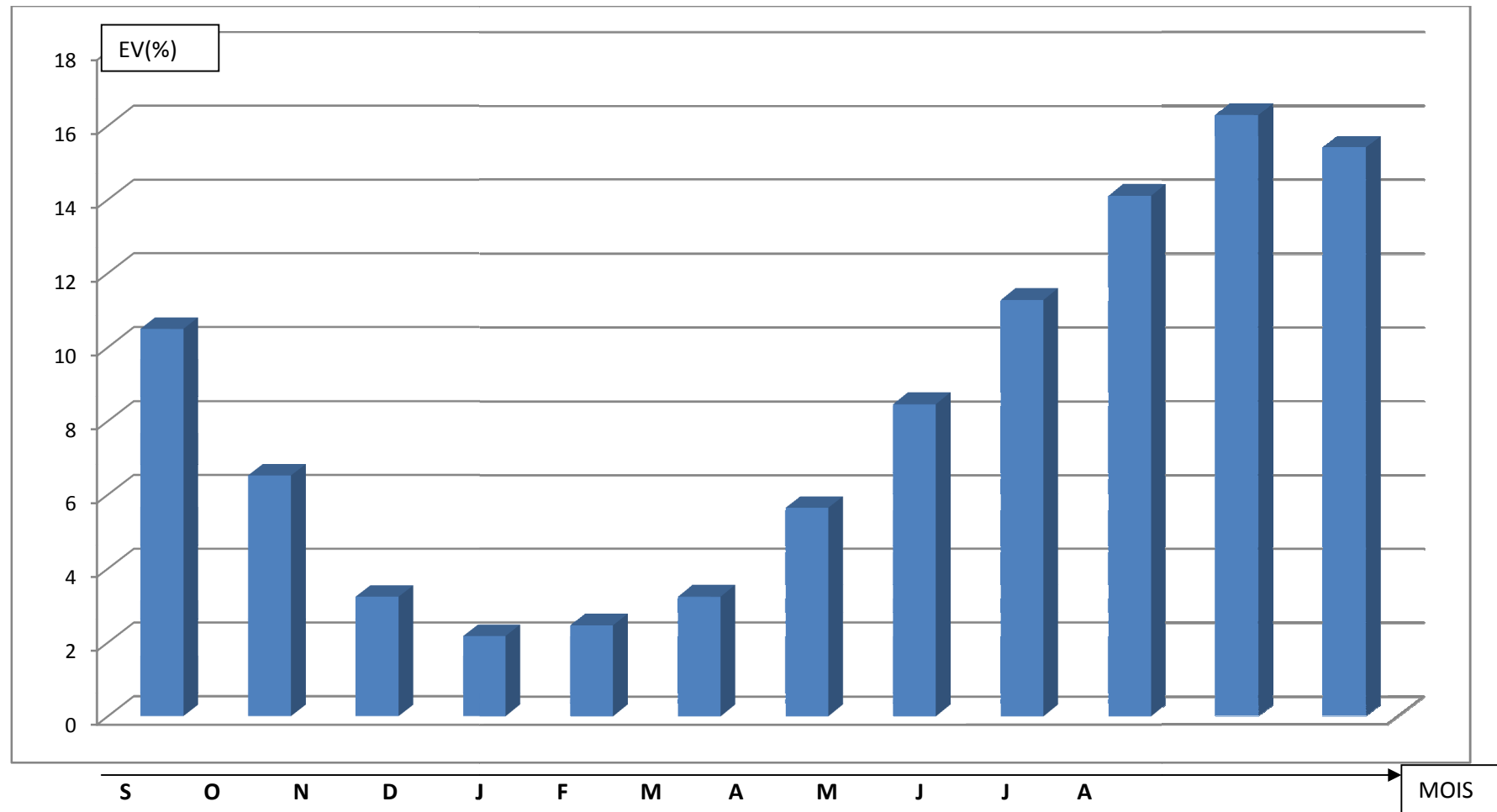


FIGURE N° :III.6 : REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPORATION

III.1.3.4. Précipitation :

a. Données disponibles :

La station pluviométrique la plus proche du bassin de Oued Djaidia est la station de Guertoufa (code 01-25-01) qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude.

Tableau (III.10) : caractéristique de la station

Nom	Code	Coordonnées			Années d'observation
		X (km)	Y (km)	Z (m,NGA)	
Guertoufa	01-25-01	369.200	233.400	632	33

Les années d'observation ont été traitées en tenant compte d'une part de toute la série avec les années communes soit 33années d'observation (1976-2009).

b. Méthode des isohyètes :

La méthode des isohyètes est considérée comme le moyen le plus précis, pour l'évaluation de la lame d'eau moyenne tombé sur un bassin dans les régions de grande pluviosité. C'est un procédé qui consiste à tracer les isohyètes d'un bassin versant à partir des pluies ponctuelles, en considérant que les variations des pluies entre deux stations adjacentes sont linéaires.

La pluie moyenne annuelle est définie par :

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i S_i}{S} \dots\dots\dots (III.17)$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

Pi : Pluie moyenne annuelle entre deux isohyètes (mm).

Si : La surface entre deux isohyètes [Km²].

S : Surface du bassin versant [Km²].

III.2.1. Répartition de la pluie moyenne dans l'année :

Afin de déterminer la répartition de la pluie moyenne dans l'années. Nous avons adopté la répartition de la pluie moyenne annuelle de Guertoufa (code 01-25-01) pour les raisons suivantes :

- ✓ Cette station est proche de notre site d'étude ;
- ✓ La valeur de sa pluie moyenne annuelle (380 mm) est très voisine de celle adopté pour notre cas.

Par ailleurs, comme l'indique le graphe de **la figure (III.8)**, la distribution mensuelle est légèrement différente. Nous pouvons conclure que la période de la station de Guertoufa est convenable pour l'étude des précipitations pour le bassin d'étude.

Notons cependant, qu'il y a une grande variabilité, d'un mois à un autre, trait caractéristique de notre climat.

Dans le cadre de notre étude, nous prendrons en considération la **valeur moyenne de 380mm**, qui nous paraît la plus probable pour rendre compte d'une part de la pluviométrie de la zone d'étude et d'autre part pour l'estimation de la lame d'eau ruisselée.

La pluviosité annuelle moyenne et sa répartition mensuelle pour la station Guertoufa de ainsi que sa répartition saisonnière sont exprimées dans le tableau suivant :

Répartition mensuelle et annuelle des pluies – Station Guertoufa:

Tableau (III.11) :

Mois	P (mm)	P (%)
Septembre	14.7	4.17

Octobre	24.1	6.83
Novembre	40.2	11.40
Décembre	39	11.06
janvier	48.4	13.73
février	48	13.61
Mars	50.9	14.44
Avril	38.9	11.03
Mai	26.5	7.52
Juin	11.4	3.23
Juillet	3.6	1.02
Août	6.9	1.96
Total	352.6	100

P : Hauteur de pluies en mm

L'examen des données pluviométriques exprimées dans les deux tableaux précédents et l'histogramme des précipitations permet de tirer les conclusions suivantes :

- La hauteur des pluies annuelles est de 380 mm/an
- La hauteur des pluies mensuelles varie entre 2.3 mm au mois de juillet : le mois le plus sec de l'année et 46.3 mm au mois de novembre : le mois le plus pluvieux de l'année.
- La répartition saisonnière des pluies montre que la plus grande partie des précipitations tombe pendant l'hiver avec 35.27% du total annuel des pluies, suivi du printemps et de l'automne, respectivement avec 29.63% et 27%.

Par contre, l'été est la saison sèche de l'année de type méditerranéen, correspondant à 8.10% de la pluviosité de l'année.

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée en **figure (III.7)**

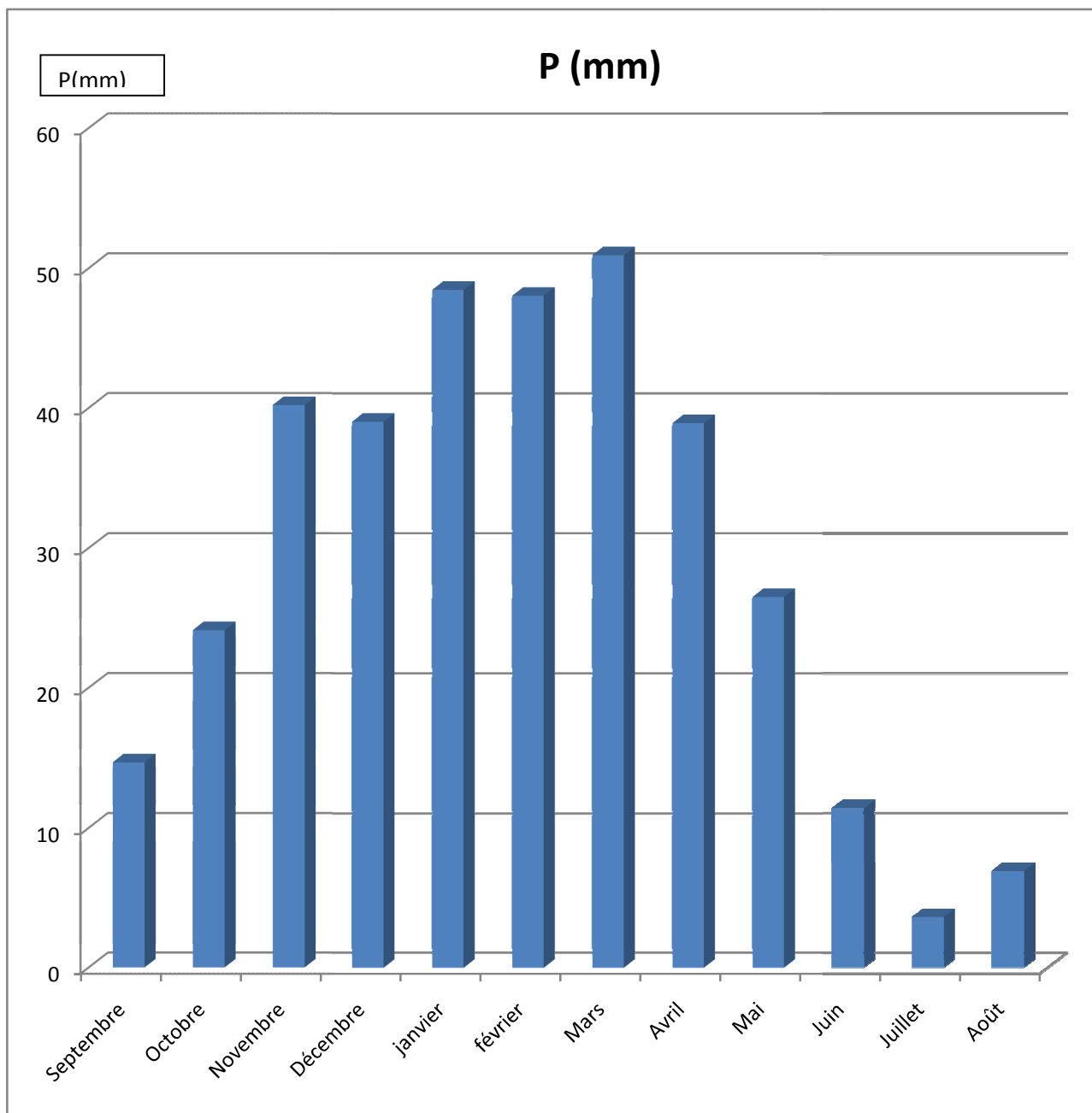


FIGURE N°:III.7 : REPARTITION MENSUELLE DES PRECIPITATIONS

III.2.2. Estimation des pluies journalières maximales :

Pour l'étude des pluies maximales journalières, nous avons retenu la station de Guertoufa (code 01-25-01).

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales de la station de Guertoufa, a pour but l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

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

III.3 Les précipitations maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Ajuster graphiquement la loi choisie ;
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (III.13):

Tableau (III.13) : Caractéristiques de la série avec N=34ans

Nombre d'observations	34
Moyenne	29.38
Ecart-type	20.56
Coefficient de variation	0,7

III.3.1 : Choix de la loi d'ajustement.

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, 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. Toutefois, 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 .

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1)-la loi GUMBEL

2)-la loi GALTON (log-normal2).

2)- Pearson type III

III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

Cette loi a une densité de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$f(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(III.18)$$

Tel que : $y = a (x - x_0)$

Avec :

$1/a$: la pente de la droite de GUMEL

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en(mm)

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F (x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots(III.19)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(34)

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = - \ln (- \ln (F (x)))$$

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »

- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL

***Calcul des paramètres de l’ajustement de la loi de GUMBEL :**

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x=(1/a)y + x_0 \dots\dots\dots (III.20)$$

Avec :

(1 / a) : la pente de la droite de GUMBEL

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x$$

et x₀ représente l’ordonnée à l’origine

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{a} \bar{y} \dots\dots\dots(III.21)$$

\bar{y} : Moyenne de la variable réduite de GUMBEL

$$y = \frac{\sum_{i=1}^{N=42} Yi}{N}$$

Donc la droite de GUMBEL devient :

les résultats de l’ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumées dans le

Tableau (III.14) :

Période de retour	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de
-------------------	-----------------	----	------------	---------------

(ans)				confiance
1000	0.9990	258	27.3	205-312
200	0.9950	215	21.4	173-257
100	0.9900	196	18.9	159-234
50	0.9800	178	16.5	145-210
20	0.9500	153	13.2	127-179
10	0.9000	133	10.8	112-154
5	0.8000	113	8.35	96.8-130
2	0.5000	82.8	5.39	72.2-93.3

❖ Gumbel (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations : 42

Paramètres :

U = 72.914

Alpha = 26.86

Quantiles

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

$T = 1 / (1-q)$

Station de Ain Roua (code 03-02-05)

III.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale, comme le montre la **figure (III.11)**

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.22)$$

ou :
$$x = \frac{X_i - \bar{x}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS})$$

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \text{Log } u(p\%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{42} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots(III.23)$$

les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « GALTON » sont résumées dans le tableau (III.21) :

- Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations : 34

Paramètres

Mu = 4.4159

Sigma= 0.38

Quantiles

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

$T = 1 / (1-q)$

Tableau (III.15) : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	273	44	187-359
200	0.995	224	31.2	163-285
100	0.990	203	26.2	152-255
50	0.980	183	21.6	141-225
20	0.950	156	16.0	125-188
10	0.900	136	12.2	12-160
5	0.800	115	8.86	97.2-132
2	0.500	82.8	5.48	72-93.5

Station de Guertoufa code 01-25-07

Commentaire :

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières suit la loi normale parce que tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance.

Le tracé des droites est représenté sur papier GUMBEL comme les montrent les graphes suivants :

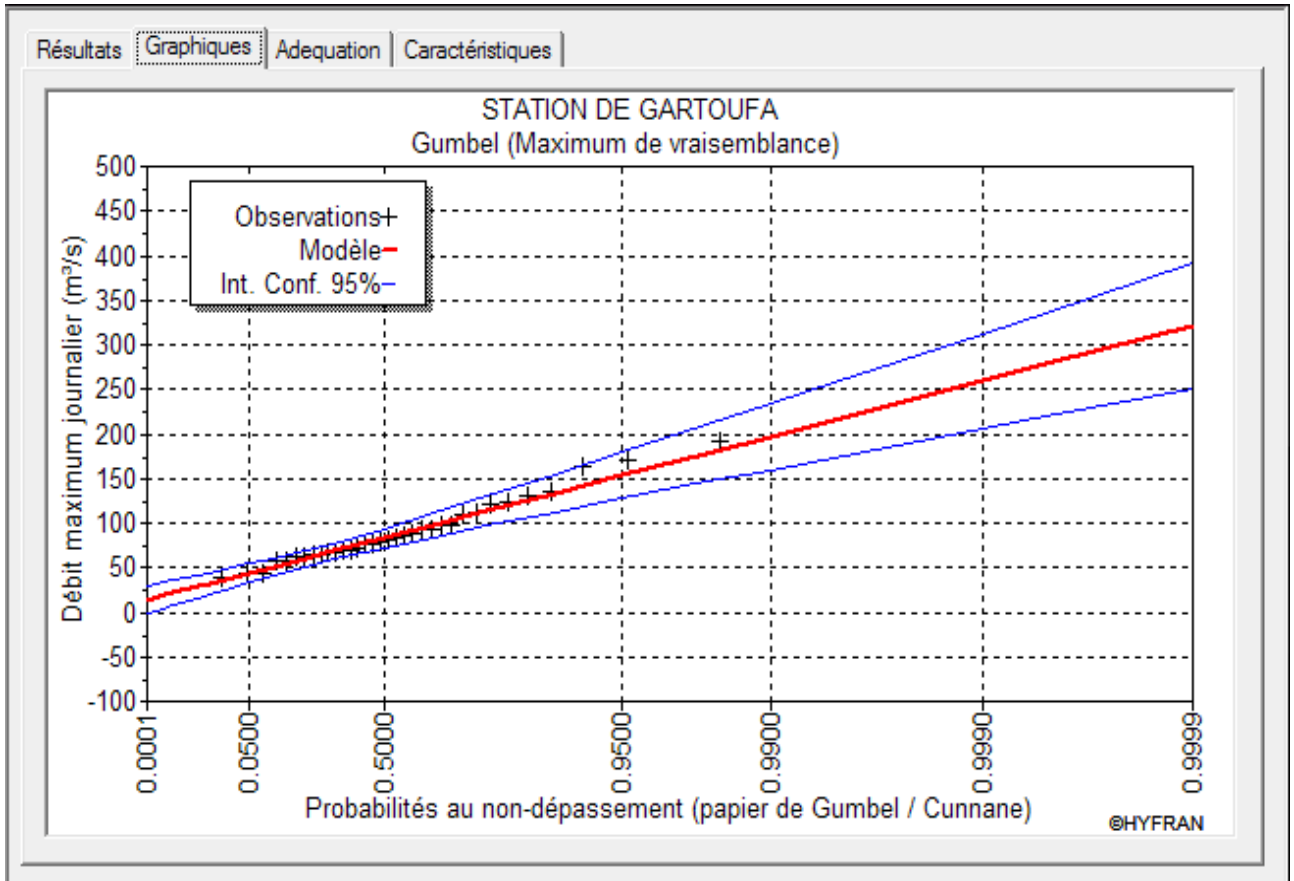


FIGURE N° : (III.8) : la droite de l'ajustement avec loi de Gumbel

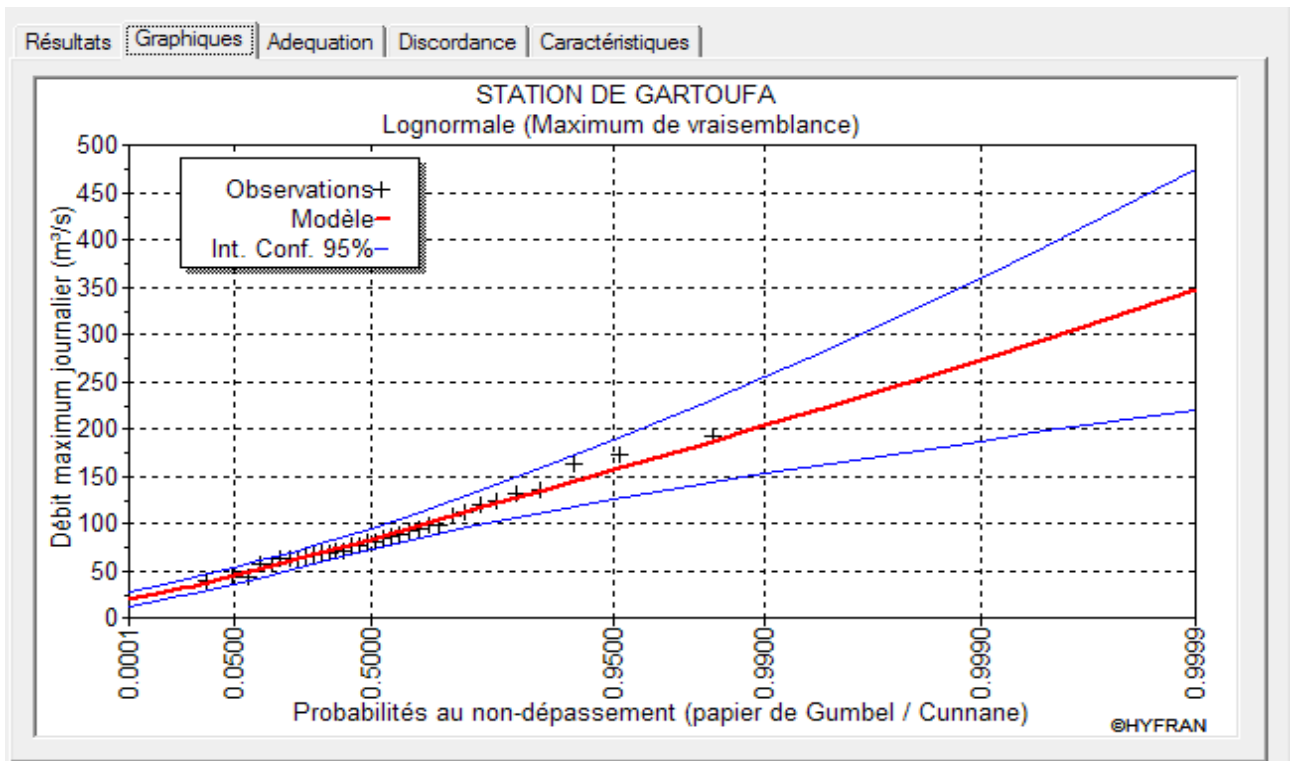


FIGURE N° : (III.9) : la droite de l'ajustement avec loi de Galton

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

Avec une comparaison des deux graphiques des droites de régression obtenues par les deux ajustements.

D'après la comparaison graphique des deux graphiques d'ajustement, on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton.

III.3.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leur intensités :

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la loi de BODY.

$$P_t = P_{\max j} (T/24)^b \quad (\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (III.24)$$

P_t : Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max j}$ (mm).

$P_{\max j}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

t : Temps en heures.

b : Exposant climatique (pour notre région $b = 0.30$).

Les résultats de calcul de P_{tc} et I_t sont donnés dans le tableau (III.16)

fréquence (%)	5		10		20		50		100		1000	
	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
0,5	35.38	70.76	41.46	83.28	47.9	95.8	55.72	111.44	61.36	122.72	80.76	161.52
1	43.55	43.55	51.26	51.26	58.97	58.97	68.61	68.61	75.54	75.54	99.44	99.44
2	53.62	26.81	63.11	31.55	72.6	36.3	84.46	42.23	93	46.5	122.42	61.21
2.67	58.47	21.90	68.82	25.78	79.17	29.68	92.11	34.49	101.43	37.99	133.51	50.00
3	60.56	20.19	71.27	23.76	81.99	27.33	95.39	31.8	105.03	35.01	138.26	46.05
4	66.04	16.50	77.70	19.42	89.38	22.34	103.99	25.99	114.5	28.63	150.72	37.68
6	74.55	12.43	87.74	14.62	100.94	16.82	117.43	19.57	129.31	21.55	170.21	28.37
9	84.20	9.36	99.1	11.01	113.99	12.67	132.63	14.74	146.03	16.22	192.23	21.36
12	91.78	7.65	88.03	9.00	124.27	10.36	144.58	12.05	159.20	13.27	209.56	17.46
15	98.14	6.54	115.51	7.70	132.88	8.86	154.59	10.31	170.22	1.34	224.07	14.94
18	103.66	5.76	122	6.78	140.35	7.80	163.28	9.07	179.79	9.99	236.67	13.15

21	108.56	5.17	127.78	6.08	146.99	6.96	171.01	8.14	188.3	8.97	247.87	11.8
24	113	4.71	133	5.54	153	6.37	178	7.41	196	8.17	258	10.75

Tableau (III.16) : Pluies de courtes durées pour les différentes fréquences et leurs intensités :

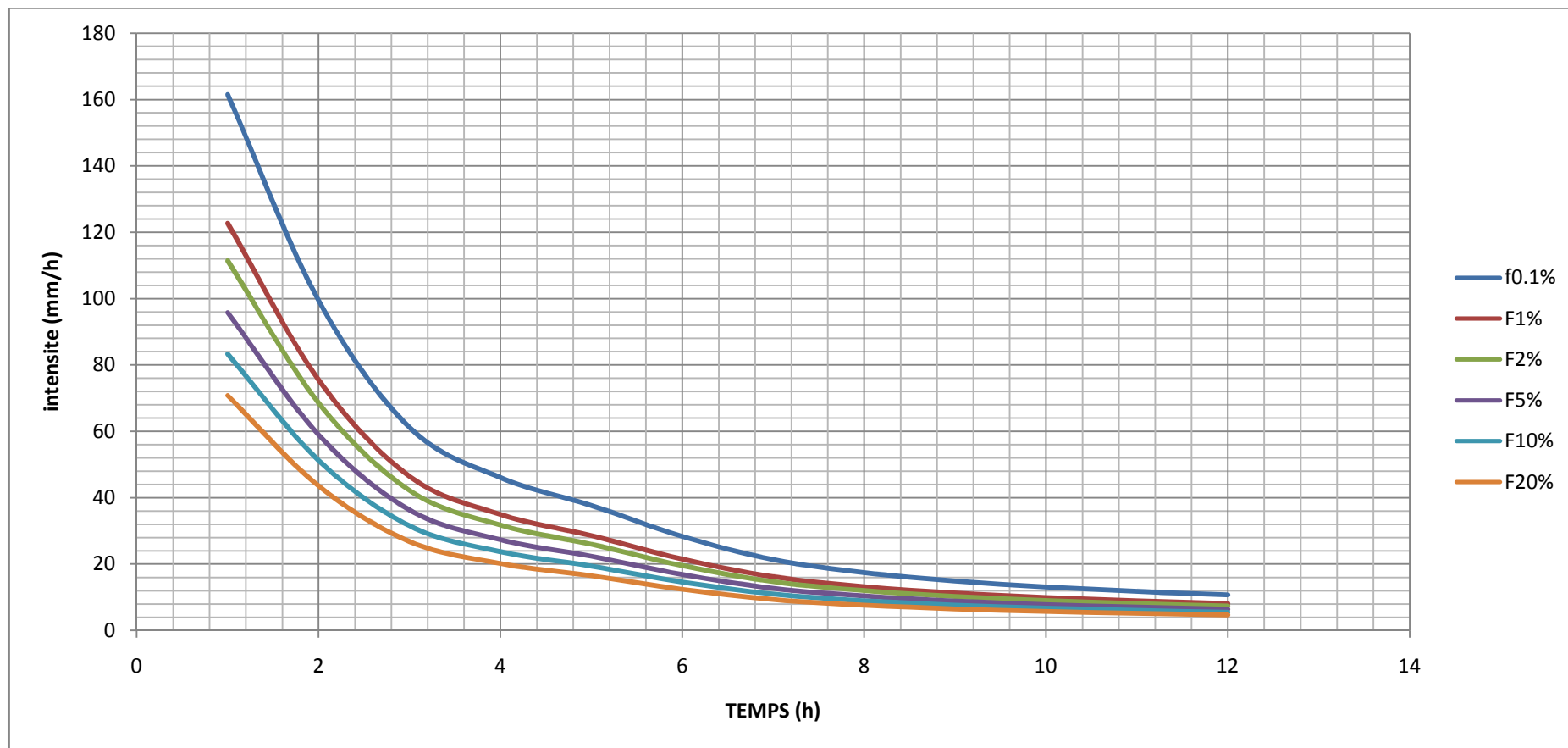


FIGURE N°:(III.10): LES COURBES IDF intensité(mm/h)=f(temps(h))

III.3.5 Etudes des apports :

La détermination de ces apports est orientée de préférence aux observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués, ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

$$Q=F(P-D)$$

Avec :

Q : débit annuel d'écoulement (apport).

P : précipitation moyenne annuelle.

D : déficit qui englobe toutes les pertes du bilan hydrologique.

Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques.

III.3.5.1. Apport moyen annuel (A_0):

Formules empiriques :

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A_0 .

a) Formule de l'A.N.R.H :

$$\text{On a : } A_{\text{moy}} = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots \dots \dots \text{ (III.25)}$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

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

$$\text{AN : } \quad \quad \quad \mathbf{A_{\text{moy}} = 0.45 H m^3}$$

B) Formule de MEDINGUER:

On a:

$$Le = 1,024 (P_{moy} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III.26)$$

Le : lame d'eau écoulée (mm).

P : Pluie moyenne annuelle (m).

AN : **Le = 0.009 m**

Et le rapport sera donc :

$$A_0 = Le * S$$

AN : **A₀ = 0.11 Hm³**

c) Formule de TURC :

$$Le = P_{moy} - D \dots\dots\dots (III.27)$$

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

D : Déficit de l'écoulement (mm) .

$$D = \left[\frac{P_{moy}}{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L} \right)^2} \right]^2 \text{ (mm)} \dots\dots\dots(III.28)$$

L : Variable théorique $L = 300 + 25 T_{moy} + 0.05 (T_{moy})^3$.

T_{moy} : Température moyenne annuelle

AN : L = 843.75 ; D = 328.11 mm. , Le = 24.49mm

A₀ = 0.3 Hm³.

d) Formule de SAMIE :

$$Le = P_0^2 (293 - 2.2 \sqrt{S}) \dots\dots\dots(III.29)$$

Le = 35.48 mm

A₀ = Le . S

AN : $A_0 = 0.43 \text{ Hm}^3$

e) Formule de J-DERY (1977) :

$M_0 = 11,8 \cdot P_{\text{moy}}^{2.82}$ (III.30)

M_0 : module spécifique moyen (l/s/km²)

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

AN : $M_0 = 0.62 \text{ l/s/km}^2$

L'apport sera donc : $A_0 = M_0 \cdot S \cdot T$ (III.31)

S : surface du bassin versant (km²)

T : le temps d'une année en secondes

AN: $A_0 = 0.24 \text{ Hm}^3$

Tableau(III.17) : récapitulatif des apports

La formule	L'apport moyen annuel (Hm ³)
Formule de l'ANRH	0.45
Formule de MEDINGUER	0.11
Formule de TURC	0.3
Formule de SAMIE	0.43
Formule de J-DERY (1977)	0.24

moyenne	0.31
---------	------

On prend l'apport moyen obtenu par la formule l'ANRH qui est :

$$A_0 = 0.3 \text{ Hm}^3.$$

On utilise cette valeur dans les calculs qui suivent.

III.3.5.2 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

Il est donné par :

$$Me = A_{moy} / T \dots \dots \dots (III.33)$$

A_{moy} : Apport moyen annuel (l/an).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3.1536 \cdot 10^7 \text{ s}$

AN : $Me = 9.51 \text{ l/s}$

b) Module de l'écoulement relatif :

On a : $Mer = Me / S_{bv} \dots \dots \dots (III.34)$

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

AN : $M_{er} = 0.79 \text{ l/s/Km}^2$

c) Lamme d'eau écoulée :

$$L_e = A_{moy} / S_{bv} \dots \dots \dots (III.35)$$

AN : $L_e = 24.86 \text{ mm}$

d) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $Ce = L_e / P_{moy} \dots \dots \dots (III.36)$

AN : $Ce = 0.07$

e) Coefficient de variation :

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

1-/ Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$Cv = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (III.37)$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (Mer) \dots\dots\dots (III.38)$$

Mer : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

A.N:

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (0.79) = 0.81 \quad \Rightarrow \quad Cv = 0,81 - (0,063 \log_{10} (12.07 + 1)) = 0,74$$

Cv = 0.74

❖ **Formule de OURKGUIPROVODKHOZ:**

0.7

$$Cv = \frac{\dots\dots\dots}{(Mr)^{0.127}} \dots\dots\dots (III.39)$$

(Mr)^{-0.127}

Mer : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

AN : **Cv = 0,68**

❖ **Formule de ANTONOV :**

$$Cv = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (III.40)$$

S : Superficie du bassin en [km²].

AN : **Cv=0.36**

❖ **Formule de KRISTEKLY MENKEL :**

$$Cv = 0.83 / (S^{0.06} \cdot Mer^{0.27}) \dots\dots\dots (III.41)$$

Mer: module de l'écoulement relatif

AN : **Cv = 0.76**

Tableau (III.18): récapitulatif des Cv

La formule	Le coefficient de variation Cv
SOKOLOVSKI	0.74
OURKGUIPROVODKHOZ	0.68
ANTONOV	0.36
KRISTEKLY MENKEL	0.76
moyenne	0.64

On prend le coefficient de variation donné par la formule empirique de OURKGUIPROVODKHOZ:

Cv = 0,68

III.4. Les apports:

III.4.1 Estimation fréquentielle des apports :

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

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

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{Cv^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(CV + 1)}} \dots\dots\dots(III.43)$$

A% : Apport de fréquence donnée.

μ :Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel (Hm³).

Cv : Coefficient de variation.

$$A\% = \frac{0.56}{\sqrt{0.64^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\lg(0.64 + 1)}} \dots\dots\dots (III.44)$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.19).

Tableau (III.19): Les apports de différentes fréquences.

Période de retour	5	10	50	100
Fréquence P(%)	80	10	2	1
La variable de	-0.83	1.34	2.73	3.24

Gauss				
Apport (Hm ³)	0.13	0.57	0.86	0.96

III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations (tableau III.20). On a donc :

Tableau (III.20): répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	av	mai	j	jui	août	Total
P (%)	4.17	6.83	11.4	11.06	13.73	13.61	14.44	11.03	7.52	3.23	1.02	1.96	100
A(Hm ³)	0.013	0.02	0.034	0.033	0.041	0.04	0.043	0.033	0.023	0.009	0.003	0.005	0.3
A80% (Hm ³)	0.005	0.009	0.015	0.014	0.018	0.017	0.019	0.014	0.009	0.004	0.001	0.003	0.13

III.5. Etude des crues:

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. La fréquence centennale (1%) est retenue pour le calcul de la crue de projet pour des raisons de sécurité et d'économie.

Pour des cas particuliers ou des bien d'équipements importants qui sont localisées à l'aval. Le choix d'une fréquence plus rare n'est pas exclu.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue sont :

- 1) Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2) Le volume de la crue.
- 3) La forme de la crue (Hydrogramme de crues).

4) Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue:

1- Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a:

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (III.45)$$

$Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

L : Longueur du talweg principal [Km].

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [$K = 2$].

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [$A = 20$].

T : période de retour [an].

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 20 \cdot 0,380) \cdot 12.07 \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log 12.07}}{\sqrt{7}} = 17.05 \cdot \sqrt{\log T - 0.08} \dots\dots\dots (III.46)$$

Le Tableau (III.21) nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau III.21 : récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10
Q_{\max} (m ³ /s)	29.14	23.63	21.69	18.84	16.35

2-Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28(Ptc - H_0)\alpha FS}{Tm} \dots\dots\dots (III.47)$$

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

F : Coefficient de forme de la crue : $F = 12 / (4+3.\gamma)$ (III.48)

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0=7$ mm

Pour $1^\circ - S < 50 \text{ Km}^2$ $\gamma = 2.$

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4.$

On prend : $\gamma = 2.$ D'où : **F = 1.2**

S : Superficie du bassin (Km^2).

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

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{Xp} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Xp} + \sqrt{H0}} \text{ Avec :}$$

Xp : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

$H0$: perte d'eau initiale

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau (III.22).

Tableau (III.22) : Débits maximums des crues de différentes période de retour

Fréquence	0.1 %	1 %	2 %	5%	10%
Période de retour(an)	1000	100	50	20	10
Pct(mm)	133.51	101.43	92.11	79.17	68.82
α %	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
$Q_{maxp}(m^3/s)$	86.47	57.37	45.24	32.88	23.47

4- Formule de POSSENTI:

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

On a:

$$Q_p\% = \frac{\mu P_{\max} j\% S}{L_p} \dots\dots\dots (III.48)$$

$P_{\max\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 700$.

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

On obtient les résultats ci-après - Tableau (III.23):

Tableau (III.23):

Période de retour	1000	100	50	20	10
$P_{\max\%}$	258	196	178	153	133
$Q_{\max}(m^3/s)$	311.41	236.57	214.85	184.67	160.53

4- Formule de TURRAZA:

On a:

$$Q_{\max\%} = \frac{C.I_{tc}}{3.6} A \dots\dots\dots(III.49)$$

A : Superficie du bassin versant (Km²).

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

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau (III.24):

Fréquence (%)	0.1	1	2	5	10
C	0.80	0.70	0.65	0.6	0.50
I_{tc}	50.00	37.99	34.49	29.65	25.78
$Q_{max}(m^3/s)$	134.11	89.16	75.16	59.65	43.21

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau (III.25)

Tableau III.25 : récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	$Q_{0.1\%}$ (m^3/s)	$Q_{1\%}$ (m^3/s)	$Q_{2\%}$ (m^3/s)	$Q_{5\%}$ (m^3/s)	$Q_{10\%}$ (m^3/s)
Mallet - Gauthier	28.14	23.63	21.69	18.84	16.3
Sokolovsky	86.47	57.37	45.24	32.88	23.47
Turraza	134.11	89.16	75.16	59.65	43.21
moyenne	82.91	56.72	47.36	37.12	27.66

L'analyse des résultats obtenus par les quatre formules montre qu'il n'y pas de grandes différences constatées, donc on prend le débit calculer par la méthode de **Sokolovsky**.

III.5.2. Hydrogramme de crue:

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

- ❖ La forme de la crue.
- ❖ Le volume de la crue.
- ❖ La durée de la crue.
- ❖ Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKY qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une le temps de montée et l'autre pour la décrue.

Pour le temps de montée:

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III.50)$$

T_m : Temps de montée qui est égale au temps de concentration. $T_m=2.67$ h

Pour la décrue:

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III.51)$$

Avec: $T_d = \delta T_m$ (Sokolovsky)

$$T_d = 2.5 * 2.67 = 6.675 \text{ h}$$

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 — 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin .

Tableau III.26 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

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

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

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes période de retour (1000 ,100,50, 20, 10) ans, sont donnés dans le tableau (III.27).

Tableau (III.27): les débits de la crue

Temps (h)	Débits de crues des périodes de retour				
	Q (10 ans) (m ³ /s)	Q (20 ans) (m ³ /s)	Q (50 ans) (m ³ /s)	Q (100 ans) (m ³ /s)	Q (1000 ans) (m ³ /s)
0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0.5	0.8230583	1.1530531	1.5865	2.0118812	3.0323753
1	3.292233	4.6122123	6.3460001	8.0475249	12.129501
1.5	7.4075243	10.377478	14.2785	18.106931	27.291377
2	13.168932	18.448849	25.384	32.190099	48.518004
2.5	20.576456	28.826327	39.662501	50.29703	75.809382
2.67	23.47	32.88	45.24	57.37	86.47
3	3.9167992	5.4871904	7.5498933	9.5742127	14.430576
3.5	2.5257506	3.5384184	4.8685538	6.1739375	9.3055669
4	1.5105345	2.1161642	2.9116565	3.6923461	5.5652286
4.5	0.8119645	1.1375115	1.5651161	1.9847638	2.9915029

5	0.3708546	0.5195441	0.7148472	0.906516	1.3663315
5.5	0.1280185	0.179346	0.2467643	0.3129282	0.4716559
6	0.02427	0.0340008	0.0467821	0.0593256	0.0894176
6.5	0.0004229	0.0005925	0.0008152	0.0010338	0.0015582
6.675	0	0	0	0	0

➤ L'hydrogramme de crues sont représenté ci après.

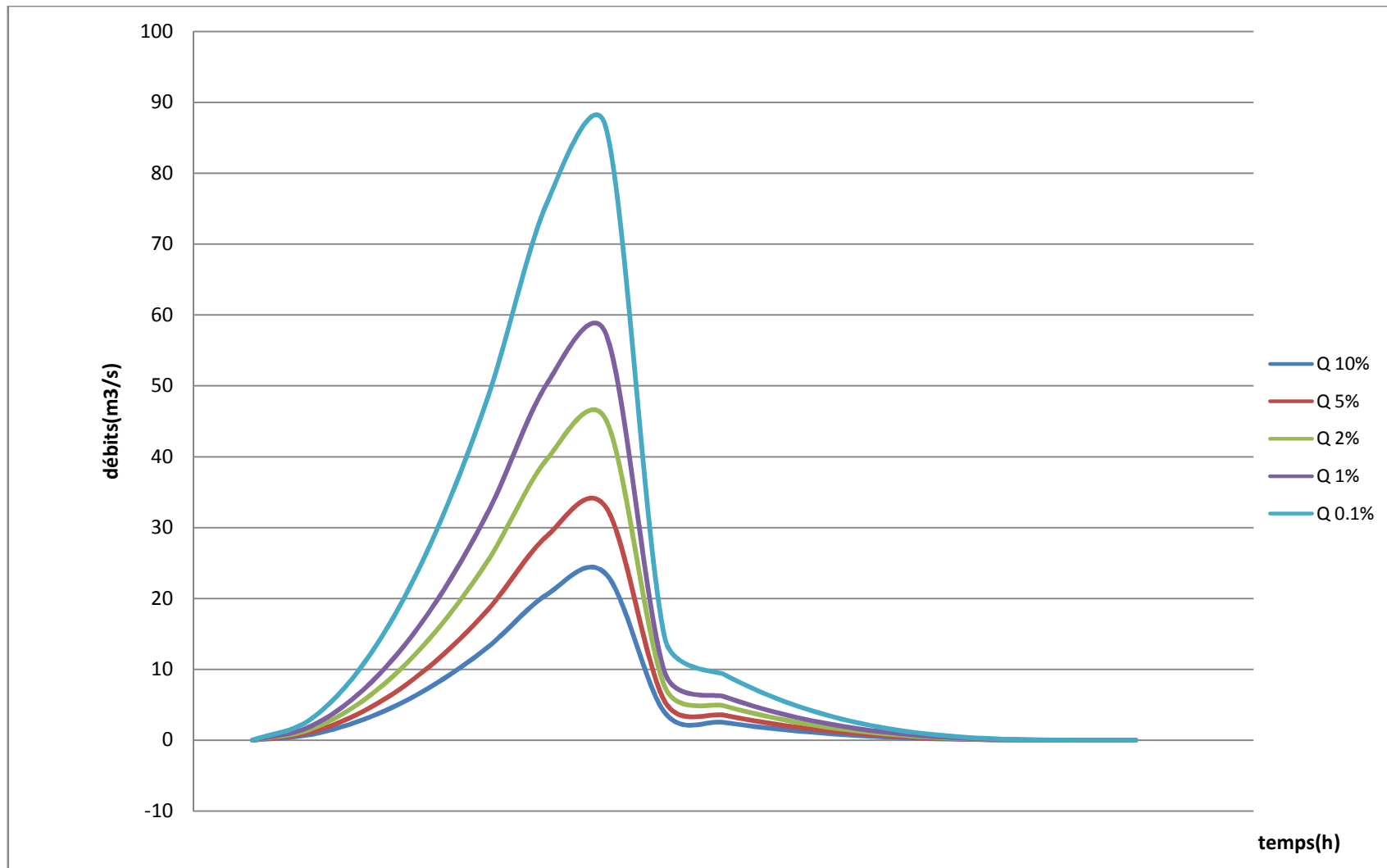


FIGURE N°:III.11: HYDROGRAMME DES CRUES

III.5.3. Estimation de la crue de projet:

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux (PHE). 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 1000) 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.

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

- ❖ Le comité national australien des grands barrages (CNAGB)
- ❖ Le CEMAGREF (ex : C.T.G.R.E.F).

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

1-/ Méthode du gradient des valeurs extrêmes.

2-/ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable –débits maximum probable).

- ❖ Le comité australien des grands barrages donne les recommandations suivantes:

Tableau (III.28) : Quelques critères de choix de la crue de projet

Catégories des dommages	Crue de projet recommandée (probabilité au dépassement)
Elevés: -perte de vie - dommages considérables	1/10 000 ** 1/100 000
Importants: -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/1000 ** 1/10 000
Faibles : -Pas de perte de vie -Dommages faibles	1/100 ** 1/1000

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

❖ On doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r .$$

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I_r : représente les risques.

❖ **SI :**

1/ Le risque est faible (I_g = 1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Le risqué est moyen ($Ig = 2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3/ Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau (III.29) : Récapitulation pour le choix de la crue de projet [3].

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{max}(1\%)+revanche$	$Q_{max} (1\%) +revanche majorée$ avec vérification pour $Q_{max} (0.1\%)$ et $Q_{max} (0.2\%)$	$Q_{max} (0.1\%)$

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'emménagement relativement faible), donc on accepte un risque moyen ($Ig = 2$) et on opte pour la crue centennale :

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

D'où : $Q_{crue} = 57.37 \text{ m}^3/\text{s}$

III.5.4. Transport solide et calcul du volume mort :

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

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

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

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

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

III.5.4.1. Transport solide :

A) Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \quad \text{Avec} \quad Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$$

Avec :

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m³].

T : temps d'exploitation [T = 15ans]

α : Caractéristique de perméabilité.

Tableau III.30 : valeur de α en fonction de la perméabilité.

Variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

A.N :

$$Q_s = 350 \cdot 0.02486^{0.15} \cdot 12.07 = 2427.17 \text{ t/an}$$

$$V_m = 1,05 \cdot \frac{2427.17 \cdot 15}{1,6} = 23892.45 \text{ m}^3$$

B) Formule de Sogreah:

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = \frac{A_s \cdot T}{\delta_s} \quad \text{Avec} \quad A_s = \alpha \cdot P^{0.15} \cdot S$$

Avec :

A_s : apport solide moyen annuel en suspension (t /An).

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bv ($\alpha = 350$).

T : temps d'exploitation [T = 15 ans]

P: pluie moyenne annuelle (en mm).

$$A_s = 350 \cdot 0.3526^{0.15} \cdot 12.07 = 3612.99 \text{ (t/An)}.$$

A.N :

$$V_m = \frac{3612.99 \cdot 15}{1,6} = 33871.78 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau III.22.

Tableau III.21 : récapitulatif des résultats de la volume mort.

Formule	Volume mort pour (m ³ /an)
TIXERONT	23892.45
FOURNIER	33871.78

$$V_m = \frac{23892.45 + 33871.78}{2} = 28882.12 \text{ m}^3$$

AN : **Vm = 0.029 Mm³**

Conclusion :

D'après les résultats trouvés on opte une valeur du volume mort égale à **0.029 M m³** Pour 15 ans d'exploitation.

III.5.5. Courbe capacité hauteur et surface–hauteur :

L'étude hydrologique du site proposer porte sur l'évaluation de la capacité de ce dernier à savoir :

Les caractéristiques principales du bassin versant du site en question.

Le volume de la retenue

La taille de la digue.

Les caractéristiques bathymétriques (morpho métriques) de la retenue sont la variation du volume et de la surface avec la hauteur. Les surfaces correspondantes à chaque altitude sont déterminées par le planimétrage des surfaces élémentaires correspondantes à chaque inter - courbe.

Pour bien estimer la capacité de stockage de chaque retenue nous nous sommes basés sur le planimétrage de la cuvette qui est de notre point de vue les paramètres caractéristiques nécessaires de la retenue.

Tableau (III.31) : surface et volume en fonction de l'altitude.

cote (m)	H (m)	surfaces (m ²)	S moy (m ²)	Δh (m)	ΔV (m ³)	V m ³
----------	-------	----------------------------	-------------------------	--------	----------------------	------------------

636.26	0	0				0
			134.2806667	0.74	99.3676933	
637	0.74	201.421				99.3676933
			345.994	1	345.994	
638	1.74	490.567				445.361693
			939.035	1	939.035	
639	2.74	1387.503				1384.39669
			2186.3635	1	2186.3635	
640	3.74	2985.224				3570.76019
			4073.793	1	4073.793	
641	4.74	5162.362				7644.55319
			8261.0905	1	8261.0905	
642	5.74	11359.819				15905.6437
			14055.5215	1	14055.5215	
643	6.74	16751.224				29961.1652
			21262.8955	1	21262.8955	
644	7.74	25774.567				51224.0607
			29217.9535	1	29217.9535	
645	8.74	32661.34				80442.0142
			36496.655	1	36496.655	
646	9.74	40331.97				116938.669
			44919.18	1	44919.18	
647	10.74	49506.39				161857.849
			52873.653	1	52873.653	
648	11.74	56240.916				214731.502
			59931.059	1	59931.059	

649	12.74	63621.202				274662.561
650	13.74	70097.305	66859.2535	1	66859.2535	341521.815
651	14.74	75268.603	72682.954	1	72682.954	414204.769

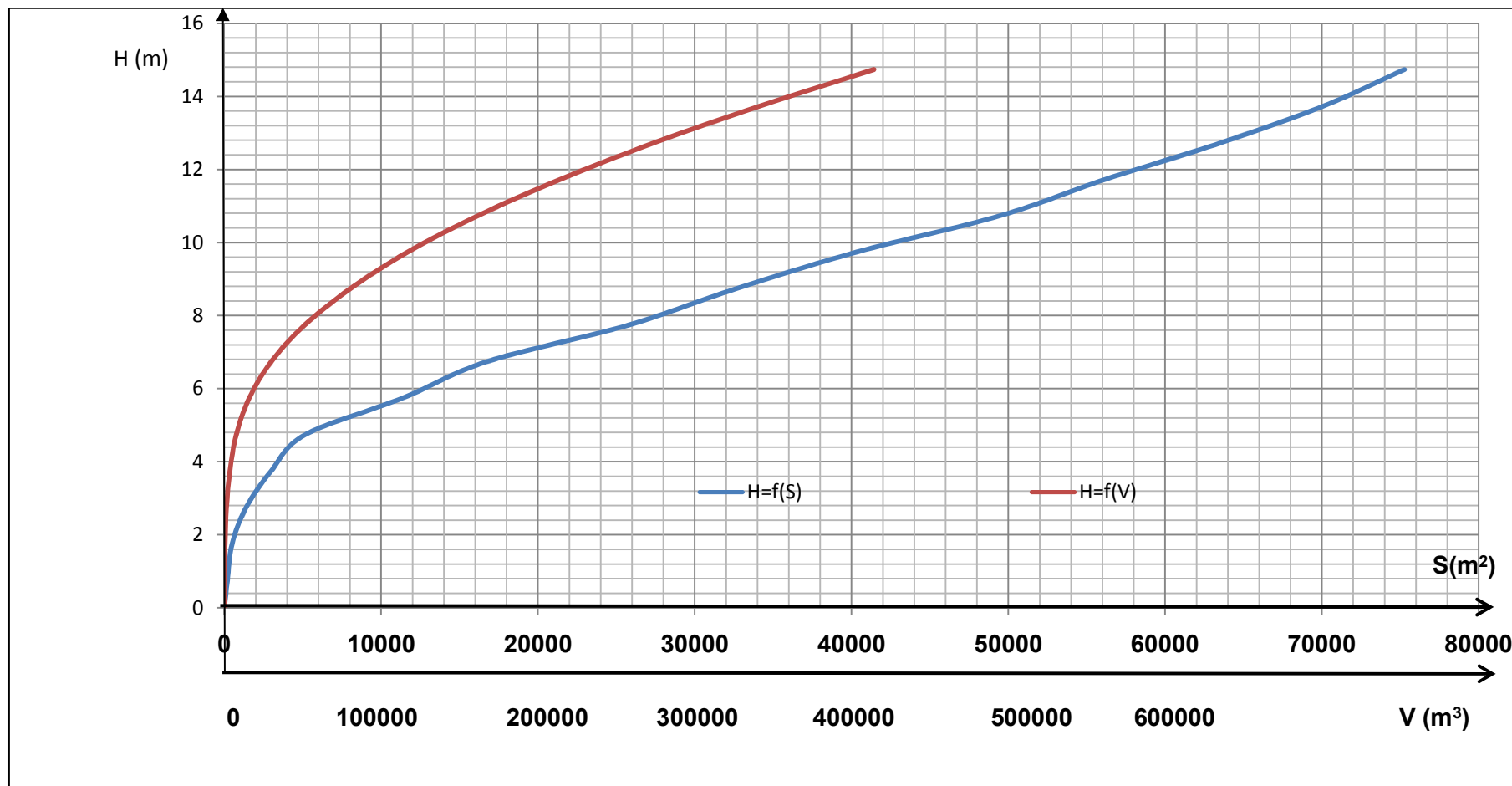


FIGURE N :III 12 :courbe capacité hauteur -surface

III.6. Régularisation des débits :

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ❖ La régularisation saisonnière.
- ❖ La régularisation interannuelle. (impossible dans notre cas)

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- ❖ L'apport ($A_{80\%}$ en M m³).
- ❖ La consommation totale (M m³).
- ❖ Les infiltrations et l'évaporation.
 - ❖ Les courbes caractéristiques de la retenue
 - ❖ La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke donc les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Il s'agit donc de faire un bilan d'eau pendant une année avec un pas de calcul d'un mois et de trouver un optimum de régularisation.

III.6.1 : Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ et de la consommation $U_{80\%}$:

La répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ est donnée dans le tableau (III.32).

Tableau (III.32): La répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A
P (mm)	14.7	24.1	40.2	39	48.4	48	50.9	38.9	26.5	11.4	3.6	6.9
$A_{80\%}$ (Hm³)	0.00 5	0.009	0.015	0.014	0.018	0.017	0.019	0.014	0.009	0.004	0.001	0.003

III.6.2 : Répartition mensuelle de la consommation $U_{80\%}$:

D'après l'Institut National d'Agronomie les besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères par mois sont :

Tableau N°III.33 : Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation.

Mois	Besoin (m ³ /ha/an)	Besoin (%)
septembre	750	15
Octobre	0	0
Novembre	0	0
Décembre	0	0
Janvier	0	0
Février	0	0
Mars	0	0
Avril	250	5
Mai	7500	15
Juin	1000	20
Juillet	1250	25
Août	1000	20
Totale	5000	100

La répartition mensuelle de la consommation est donnée dans le tableau (III.34)

Tableau (III.34): La répartition mensuelle de la consommation

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	Ao
$U_{80\%}(\text{Hm}^3)$	0.0132	0	0	0	0	0	0	0.0043	0.0129	0.0172	0.0215	0.0172

III.6.3 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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".

- ❖ 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'octobre jusqu'au mois de mai.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le Tableau III.35 et III.37.

$$V_s = 0.1017Mm^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0.062Mm^3.$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_u = V_d = 0.062Mm^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 0.062 + 0.029 = 0.091Mm^3$$

$$V_{NNR} = 0.091Mm^3 \quad \Leftrightarrow \quad NNR = 646.26m.NGA$$

Tableau N°III.35 : Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} consigne.

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A-U (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
				V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)
oct	0.009	0.000000	0.009	0.029	0.029	
nov	0.015	0.000000	0.015	0.038	0.038	
dec	0.014	0.000000	0.014	0.053	0.053	
jan	0.018	0.000000	0.018	0.067	0.067	
fév	0.017	0.000000	0.017	0.085	0.085	
mas	0.019	0.000000	0.019	0.091	0.091	0.011
avr	0.014	0.0043	0.0097	0.091	0.091	0.019
mais	0.009	0.0129	_0.0039	0.091	0.091	0.097
juin	0.004	0.0172	_0.0132	0.0871	0.0871	
juil	0.001	0.0215	_0.0205	0.0739	0.0739	

				0.0534	0.0534	
aout	0.001	0.0172	_0.0162			
				0.0372	0.0372	
sep	0.005	0.0132	_0.0082	0.029	0.029	

III.6.3.1 :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:

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(III.60)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyenne $\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots(III.61)$

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

B) Pertes par évaporation :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(III.62)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.43.

$$V_{moy} : \text{volume moyenne} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots(III.63)$$

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

Tableau N°III.36. : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

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

D'après le tableau III.37 on a :

$$V_s = 0.085452 Mm^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 0.081532 Mm^3$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que la l'excédent d'eau et plus grand que la déficit donc :

$$V_u = V_d = 0.081532 Mm^3$$

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 0.081532 + 0.029 = 0.110532 Mm^3$$

$$V_{NNR} = 0.110532 Mm^3 \quad \Rightarrow \quad NNR = 648.m.NGA$$

Tableau N°III.37 : Régularisation saisonnière tenant compte les pertes.

$V_{rf,i}$	V_{moy}	S_{moy}	E_s	V_{inf}	V_{evp}	π	W (Mm ³)	U (Mm ³)	$W-U-\pi$ (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
										V_{ri} (Mm ³)	V_{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
0.020										0.020	0.020	
0.038	0.0335	0.017	90	0.000153	0.00335	0.000488	0.009	0.000000	0.008512	0.037512	0.037512	
0.053	0.0455	0.024	45	0.000108	0.00455	0.001535	0.015	0.000000	0.013465	0.050977	0.050977	
0.067	0.06	0.028	30	0.00084	0.006	0.00144	0.014	0.000000	0.01256	0.063537	0.063537	
0.085	0.076	0.032	34	0.000109	0.0076	0.000869	0.018	0.000000	0.017131	0.080668	0.080668	
0.091	0.088	0.034	45	0.000153	0.0088	0.001033	0.017	0.000000	0.015967	0.096635	0.096635	
0.091	0.091	0.035	78	0.000273	0.0091	0.001183	0.019	0.000000	0.017817	0.110532	0.110532	0.00392
0.091	0.091	0.035	117	0.000409	0.0091	0.0001319	0.014	0.0043	-0.01059	0.099942	0.099942	

0.0871	0.089	0.034	156	0.00530	0.0089	0.006519	0.009	0.0129	-0.004551	0.095391	0.095391	
0.0739	0.0805	0.033	195	0.00643	0.00805	0.0065105	0.004	0.0172	-0.013851	0.08154	0.08154	
0.0534	0.0634	0.029	235	0.00682	0.00634	0.0068834	0.001	0.0215	-0.027383	0.054157	0.054157	
0.0372	0.0453	0.0239	213	0.0051	0.00453	0.0051453	0.001	0.0172	-0.016714	0.037443	0.037443	
0.029	0.0331	0.0165	145	0.0024	0.00331	0.0024331	0.005	0.0132	-0.008443	0.029	0.029	

III.7 : Laminage des crues :

Le calcul du laminage de 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 momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(III.65)$$

Où :

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 a l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots(III.66)$$

Où :

$\frac{dh}{dt}$: La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue,

III.7.1 : procédés de calcul :

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedeblat, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et d'autre méthodes, nous retenons cinq méthodes celles de :

1. Méthode de Kotcherine
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode de Eier-Cieh.
5. Méthode de Hidenblat

A) Méthode de KOTCHERINE :

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

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidi.....

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

A.1 : Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{\%}} \right) \dots\dots\dots(III.67)$$

Où :

V_F : le volume d'eau en charge,

V_C : le volume de la crue,

$Q_{\%}$: le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots(III.68)$$

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,

A.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 :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.69)$$

Où :

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport a la charge H , et de la forme de la crête du déversoir , pour notre cas il est constant et égal à 0,47;

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

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 a 2.5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \dots\dots\dots(\text{III.70})$$

Et : $S = L \cdot (H + P) \dots\dots\dots (\text{III.71})$

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

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots(\text{ III.72})$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et L compris entre 4 et 18 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (\text{III.73})$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{ III.74})$$

Où :

H_o : est 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 à la table de calculs, en faisant varier les variables H et L, Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau N°III.38 : Données initiales.

Données initiales	
g	9,81 m²/s
α	1
Q_{1%}	57.37m³/s
V_{crue 1%}	551440.44m³
m	0,47
P	1m

Tableau N°III.39: 1 ère étape de calcul.

b	H	débit	surface	vitesse	V_{forcé}
----------	----------	--------------	----------------	----------------	--------------------------

	(m)	(m)	(m ³ /s)	(m ²)	(m/s)	(Mm ³)
H	V forcé	q Laminé	Débit m³/s			

6	0.4	3.16	8.4	0.38	0.002
8	0.6	7.74	12.8	0.60	0.003
10	0.8	14.90	18	0.83	0.004
12	1	24.99	24	1.04	0.005
14	1.2	38.32	30.8	1.24	0.006
16	1.4	55.18	38.4	1.44	0.007
18	1.6	75.85	46.8	1.62	0.008

Tableau N°III.40 : 2 ème étape de calcul.

H	V_{moy}	H₀	Débit m³/s						
			b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m
(m)	(m/s)	(m)							
0.4	0.38	0.41	3.25	4.33	5.41	6.50	7.58	8.66	9.74
0.6	0.6	0.62	6.07	8.10	10.12	12.15	14.17	16.20	18.22
0.8	0.83	0.84	9.53	12.71	15.89	19.07	22.25	25.42	28.60
1	1.04	1.06	13.54	18.05	22.57	27.08	31.59	36.11	40.62
1.2	1.24	1.28	18.06	24.08	30.09	36.11	42.13	48.15	54.17
1.4	1.44	1.51	23.08	30.77	38.47	46.16	53.86	61.55	69.24
1.6	1.62	1.73	28.52	38.03	47.53	57.04	66.54	76.05	85.56

(m)	(M m3)	(m3/s)	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m
0.4	0.0020	57.16	3.25	4.33	5.41	6.50	7.58	8.66	9.74
0.6	0.0030	57.06	6.07	8.10	10.12	12.15	14.17	16.20	18.22
0.8	0.0040	56.95	9.53	12.71	15.89	19.07	22.25	25.42	28.60
1	0.0050	56.85	13.54	18.05	22.57	27.08	31.59	36.11	40.62
1.2	0.0060	56.74	18.06	24.08	30.09	36.11	42.13	48.15	54.17
1.4	0.0070	56.64	23.08	30.77	38.47	46.16	53.86	61.55	69.24
1.6	0.0080	56.54	28.52	38.03	47.53	57.04	66.54	76.05	85.56

Tableau N°III.41 : 3 ème étape de calcul.

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre la figure III.13etIII.14.

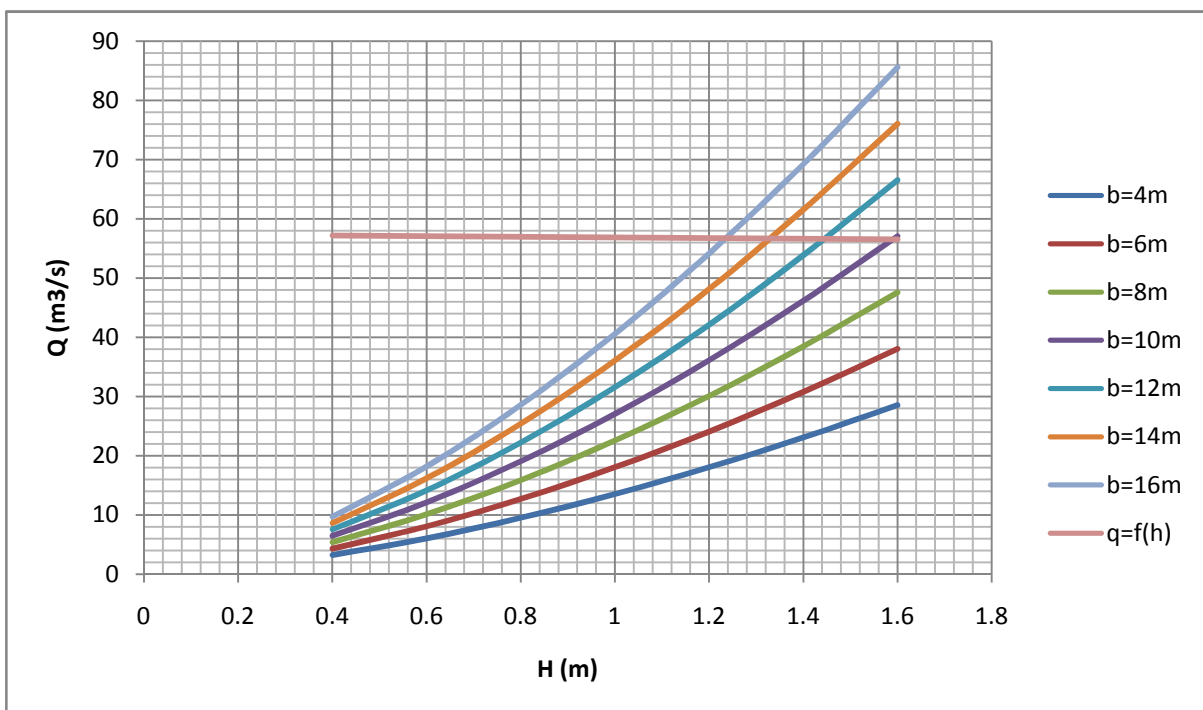


FIGURE N°:III.13 : $q=f(H)$

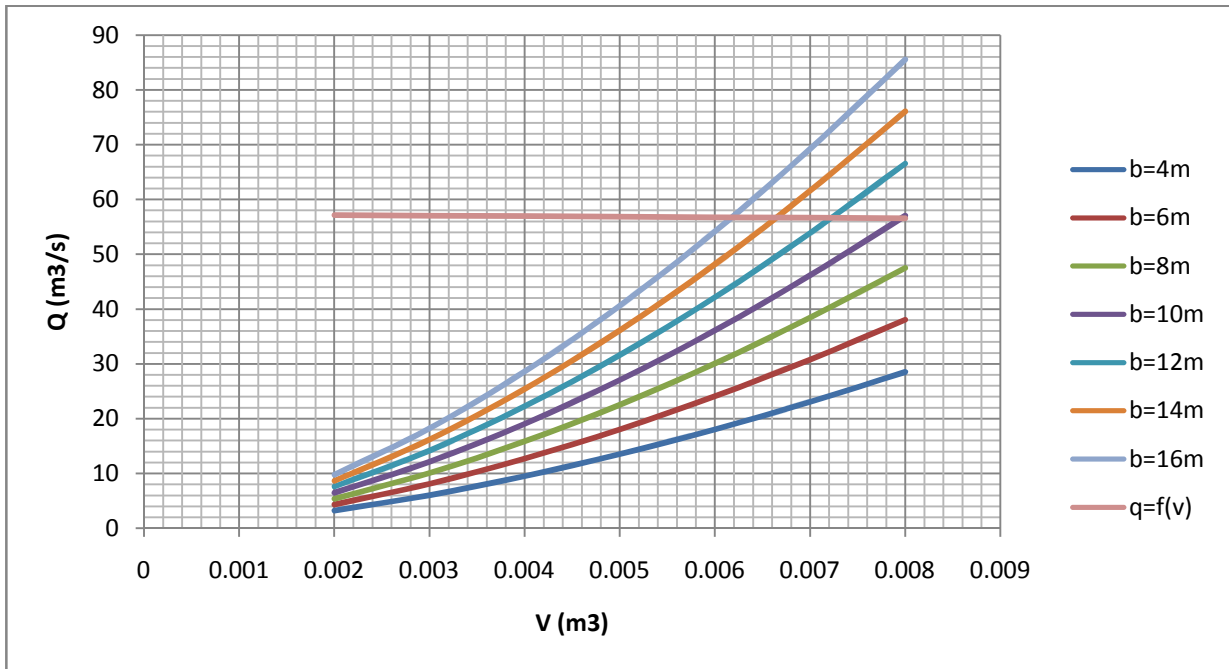


FIGURE N°:III.14 :

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le Tableau III.42.

Tableau N°III.42 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b(m)	H (m)	NPHE (m)	q(m ³ /s)	V _{forcé} (Mm ³)
10	1.6	647.66	56	0.008
12	1.45	647.51	57	0.0072
14	1.34	647.4	57.5	0.0066
16	1.25	647.31	58	0.0062

III.8 : Etude d'optimisation :

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

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

III.8.1 : Calcul du coût approximatif de la digue :

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

$$V_B = \Sigma V_i \dots\dots\dots (III.75)$$

Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots (III.76)$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

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

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

m_1, m_2 : Les fruits des talus .

b : Largeur en crête (m).

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

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.8.1.1 : Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III.77)$$

Avec $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III.78)$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 0,55 km].

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0,45} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,45} = 0,77 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,77 = 3,04 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 1,05 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec}$$

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.79)$$

A.N :

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0,45} = 0,72 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,72 = 2.94 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.98 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.80)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,45} = 1,20 \text{ m}$$

Conclusion :

On prend une valeur **STEVENSON GAILLARD**.

$$R = 1,05 \text{ m}$$

III.8.1.2 : Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPEN T :

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.81)$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(III.82)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(III.83)$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.84)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

$$H_b = \text{NNR-C}_f + h_{\text{dév}} + R + t$$

On admet une valeur de t =0.5 mètre pour le tassement du barrage,

le **tableau (III.43)** donne les résultats du calcul.

Largeur en crête du barrage (m)						
Largeurs déversantes (m)	Lames déversantes (m)	Tassements (m)	Hauteur du barrage (m)	Formules utilisées		
				KNAPEN	PREECE	SIMPLIFIEE
10	1.6	0.5	14.89	6.37	5.85	6.22
12	1.45	0.5	14.74	6.36	5.82	6.19
14	1.34	0.5	14.63	6.34	5.79	6.17
16	1.25	0.5	14.54	6.32	5.77	6.15
			MOYENNE	6.34	5.80	6.18

On prend une valeur intermédiaire : $b_{cr} = 6.0m$

III.8.1.3 : Calcul du coût de la digue :

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

Tableau N°III.44 : coût de la digue.

Largeur déversants (m)	volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (millions de DA)
10	28851.64	11.09
12	28632.97	9.5
14	28065.28	7.72
16	27905.65	5.77

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 350DA.

III.8.2 : Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

III.8.2.1 : Coût du déversoir :

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.45$

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots(III.85)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L \dots\dots\dots(III.96)$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à dix sept mille dinars Algériens 17000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau N°III.45 : coût de déversoir.

largeur déversants (m)	volume du béton (m3)	Coût du déversoir (millions de DA)
10	15.08	0.856
12	16.5	0.881
14	16.92	0.887
16	17.32	0.894

III.8.2.3 : Calcul du coût du coursier :

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 100.13 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots(III.97)$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale respectivement à 0,3 et 0,4 mètre et le coût des terrassements égale à 1000 DA..

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots(III.98)$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots (III.99)$$

S_i, S_{i+1} : les section des coupes déterminer après la carte topographique.

d : la distance entre deux coupes.

Le Tableau (III.51) nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau N°III.46 : coût de coursier.

Largeurs déversantes (m)	Volume du béton (m3)	Volume des déblais (m3)	coût de coursier (million DA)
10	236.71	1170.23	7.19
12	294.98	1076.53	8.1
14	352.06	1079.1	9.06
16	412.14	1084.05	10.09

II.8.2.4 : le coût total du barrage :

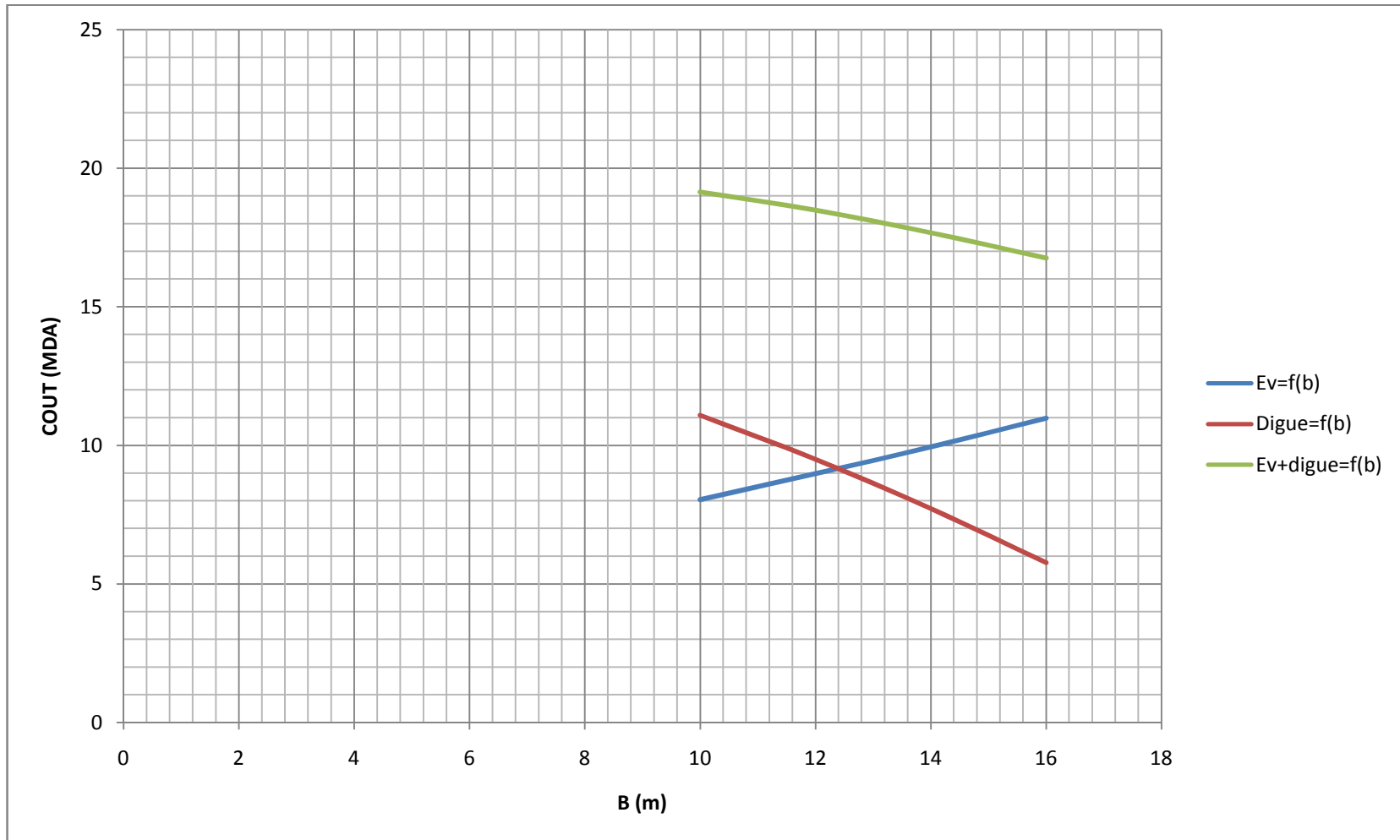
Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-dessous :

Tableau N°III.47 : coût Totale du barrage.

largeurs déversants (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		coût total (millions de DA)
		déversoir	coursier	

10	11.09	0.856	7.19	19.14
12	9.5	0.881	8.1	18.48
14	7.72	0.887	9.06	17.67
16	5.77	0.894	10.09	16.75

FIGURE N°:III.15COURBE DE L'OPTIMISATION



D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.15), la largeur déversante donnant le coût minimum est **12.00m**.

Donc la hauteur du barrage est :

$$H_b = 14.74\text{mètre} \implies H_b = 15\text{mètre}$$

Et le niveau de crête est :

$$\text{Crête} = 651\text{mètre}$$

Tableau N°III.48 : les caractéristique du barrage.

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	M.m ³	0.029
Volume utile	M.m ³	0.0081532
Volume au niveau normal de la retenue	M.m ³	0.110532
Cote de fond (▼ fond)	m	636.26
Cote au niveau mort (▼NVM)	m	644.66
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	m	648
Cote de plus hautes eaux (▼NPHE)	m	649.45
Cote de la crête (▼Crête)	m	651
Largeur de déversoir	m	12
La hauteur de charge déverser.	m	1.45
Le débit évacué	m ³ /s	57

III.9.1 : Laminage pour un déversoir de largeur b=12 mètres :

Connaissent cette largeur, la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir.

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir fig (III.16).

Tableau N°III.49 : Volumes et débit déversant.

Cote (m)	H_d	q	$1/2.q.T$	V	$v+1/2.q.T (Mm^3)$
	(m)	(m^3/s)	(m^3)	(Mm^3)	
648.00	0	0	0	0.11053200	0.110532
648.10	0.1	0.76	684	0.11102000	0.111704
648.20	0.2	2.14	1926	0.11113200	0.113058
648.30	0.3	3.93	3537	0.11167000	0.115207
648.40	0.4	6.05	5445	0.11216700	0.117612
648.50	0.5	8.46	7614	0.11260000	0.120214
648.60	0.6	11.12	10008	0.11311000	0.123118
648.70	0.7	14.01	12609	0.11368200	0.126291
648.80	0.8	17.12	15408	0.11419900	0.129607
648.90	0.9	20.42	18378	0.11464100	0.133019
649.00	1.0	23.92	21528	0.11510000	0.136628
649.10	1.1	27.60	24840	0.11564500	0.140485
649.20	1.2	32.45	29205	0.11612400	0.145329
649.30	1.3	35.46	31914	0.11662650	0.1485405
649.40	1.4	39.63	35667	0.11713100	0.152798
649.45	1.45	41.77	37593	0.11762450	0.1552175

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir **fig (III.16)**.

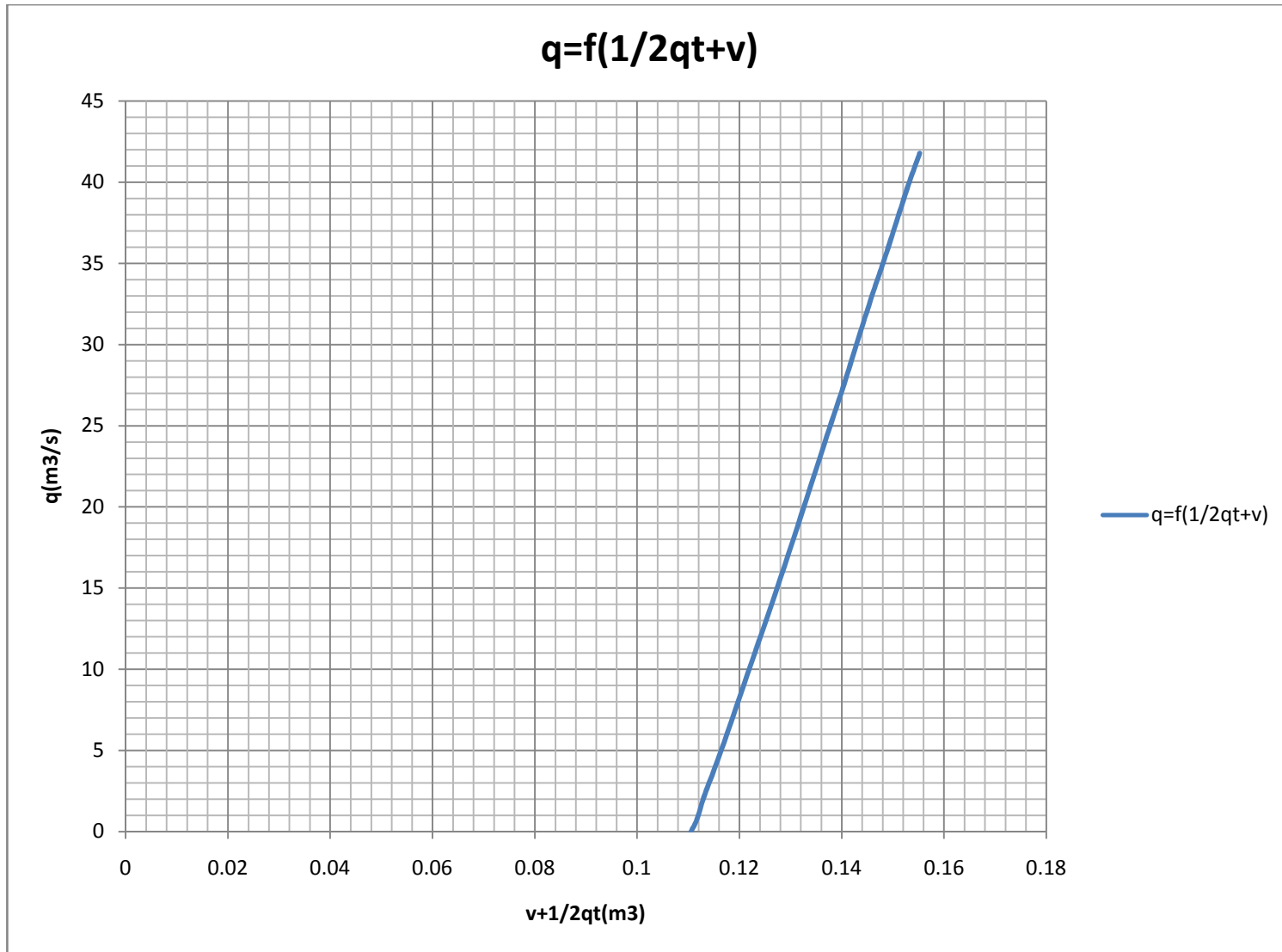
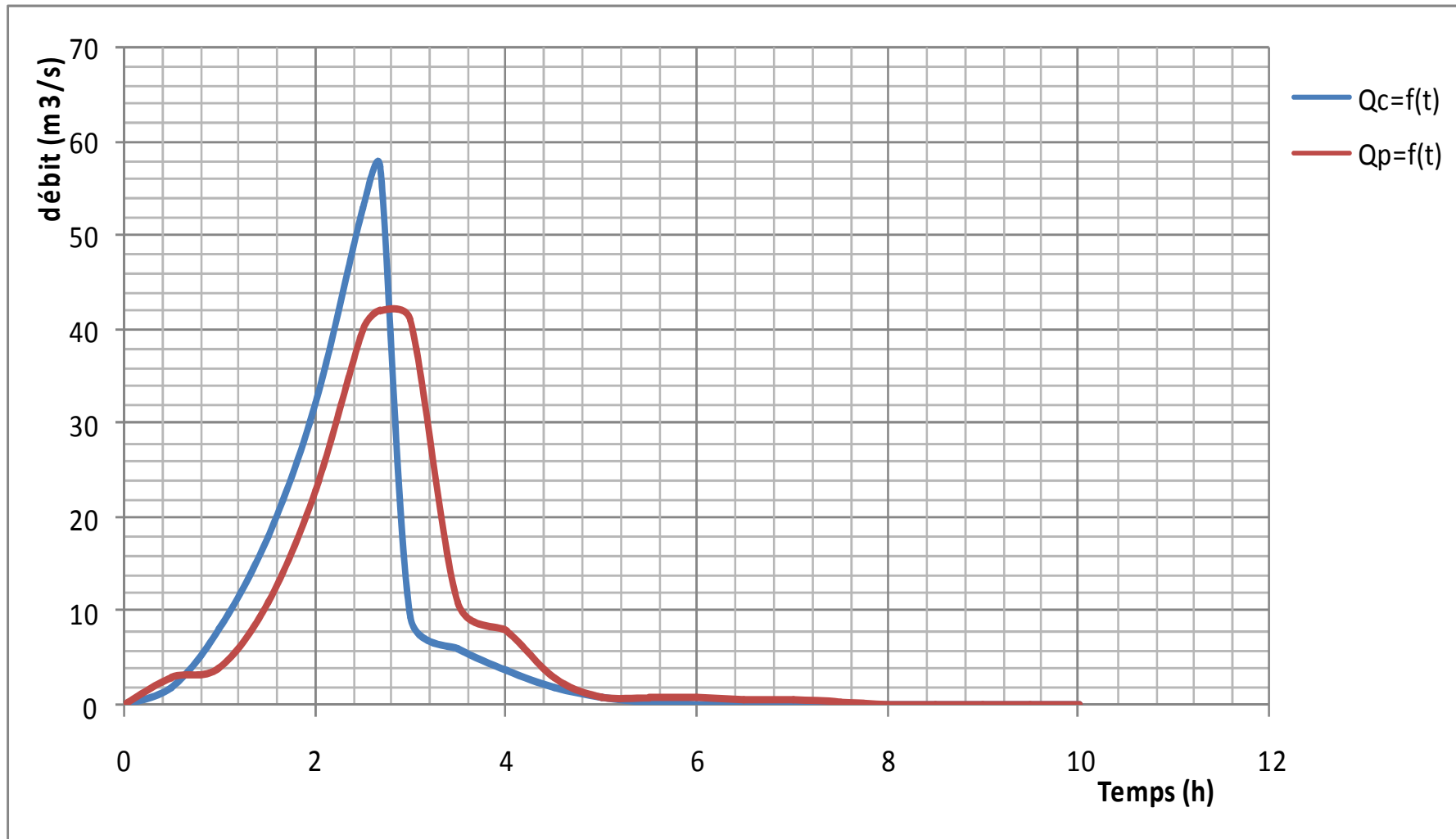


FIGURE N°:III.16: courbe des débits déversants

Tableau N°III.50 : le laminage.

Temps (h)	Q	Q _{moy}	Q _{moy} - q (m ³ /s)	1/2(Q _{moy} - q) Δt (Mm ³)	V+1/2.q.Δt (Mm ³)	q (m ³ /s)
	(m ³ /s)	(m ³ /s)				
0	0					
0.5	2.01	1.01	1.01	0.00091	0.11053200	0
		5.03	3.03	0.002727	0.111442	3
1.0	8.05	13.06	9.06	0.008154	0.114169	4
		25.15	14.15	0.012735	0.122323	11
1.5	18.1	41.25	18.25	0.016425	0.135058	23
		53.84	12.84	0.011556	0.151483	40
2.0	32.19	33.47	-8.53	-0.007677	0.163039	42
		7.87	-33.13	-0.029817	0.155362	41
2.5	50.30	4.93	-6.07	-0.005463	0.125545	11
		2.97	-5.03	-0.004527	0.120082	8
2.67	57.37	1.45	-1.55	-0.001395	0.115555	3
		0.61	-0.39	-0.000351	0.11416	1
3.0	9.57	0.19	-0.71	-0.000639	0.113809	0.9
3.5	6.17					
4.0	3.69					
4.5	1.98					
5.0	0.91					
5.5	0.31					

6.0	0.06					
		0.031	-0.769	-0.0006921	0.11317	0.8
6.5	0.001					
		0.0005	-0.6995	-0.00062955	0.1124779	0.7
7.0	0					
		0	-0.6	-0.00054	0.11184835	0.6
7.5	0					
		0	-0.5	-0.00045	0.11127835	0.5
8.0	0					
		0	-0.1	-0.00009	0.11082835	0.1
8.5	0					
		0	-0.008	-0.0000072	0.11073835	0.008
9.0	0					
		0	-0.004	-0.0000036	0.11073115	0.004
9.5	0					
		0	-0.001	-0.0000009	0.11072755	0.001
10	0					
		0	0000	0000	0.11072665	000



FIGURE°:III.18:Hydrogramme de débits entrant et sortant

IV. Etude des variantes:

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

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

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport d'approvisionnement, de l'extraction des matériaux de construction de leur 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 du sol de fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autres.

IV.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

IV.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 de type de barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit 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 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 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.

IV.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 et on a trois variantes au choix

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidia.....

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

- **Barrage zoné** : Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériaux différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau qui s'intercale entre deux recharges (amont–aval) d'un matériau plus perméable et mécaniquement performant.
Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

- **Barrage en terre à masque** : La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre,.....Dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont. La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors q'un organe mince tel que une gèomembrane ou un masque en béton armé ou bitumineux est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité. On peut exécuter le masque après l'édification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il y a des altérations extérieures mécaniques ou thermiques.....etc.

IV.4 . Fixation du choix définitif du type de barrage :

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidia.....

La variante d'une digue homogène s'impose pour les raisons de simplicité et de disponibilités de matériaux imperméables en quantité suffisante à proximité du site.

Description générale de l'aménagement

-Le site de la retenue collinaire sur Oued Djaidia se situe au Nord Ouest de la commune de Guertoufa à proximité du bord gauche de la route nationale R.N.23 reliant TIARET - RELIZANE

Elle se trouve au pied du djebel Hellalia, et à 10 Km environ du chef lieu de la commune de GUERTOUFA direction Nord Ouest.

-Le but de cette retenue est de garantir une réserve d'eaux pour assurer par l'irrigation l'exploitation des terres limitrophes.

-La retenue sera réalisée avec une digue en terre homogène.

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidia.....

V.1 : Dimensionnement :**V.1.1 : la revanche du barrage :**

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par dessus la crête, sinon le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche ; ce risque de déferlement de vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le PHE et la cote de la crête.

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle même en fonction de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont.

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F}$$

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 et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 0,45 km].

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,45} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,45} = 0,77 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,77 = 3,04 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,77 + \frac{3,04^2}{2 \cdot 9,81} = 1,05 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F}$$

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,45} = 0,72 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,72 = 2.94 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0,72 + \frac{2.94^2}{2 \cdot 9,81} = 0.98 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée :

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

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,45} = 1.20 \text{ m}$$

D'après ces résultats on prend la valeur :

$$R = 1.05 \text{ m}$$

V.1.2 : Calcul des tassements d'un barrage en terre :

Le barrage a
tendance à se
tasser par
l'influence de
l'effort de son

propre poids et
de sa hauteur.

Par-contre
si on néglige le
compactage des
couches
supérieures de
la retenue, le
risque de

déstabilisation
s'accroît à
cause du filet
de l'écoulement
des eaux
d'infiltrations
dans la zone de
la ligne
phréatique.

Pour enfin parvenir à la limite maximale de tassement sur la courbe de compression du sol et aussi pour diminuer les dangers de tassement non contrôlé, il est nécessaire d'effectuer l'aplanissement du sol de remblai couche par couche après compactage en augmentant le volume du remblai de la digue de 1- 2 %.

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20 m on peut préalablement prendre le tassement égale à $(0.5 \div 1.5) \%$ de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages (retenue collinaire) on calcule le tassement d'après la formule :

$$T = 0.01 H_b \quad \text{où}$$

T=Tassement de la crête du barrage

H_b =Hauteur du barrage

V.1.3 : la hauteur du barrage :

Elle est donnée par la relation :

$$H_{\text{bar}} = h_{\text{NNR}} + C_f + h_d + R + t$$

H_{NNR} : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée;

h_d : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en [m] ;

R : Revanche du barrage en [m];

t : le tassement

$$H_{\text{bar}} = 648 - 636.26 + 1.45 + 1.05 + 0.5 = 15 \text{ m}$$

V.1.4 : largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPEN T :

$$b_{\text{cr}} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}$$

AN : $b_{cr} = 6.36 \text{ m}$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$$

AN : $b_{cr} = 5.22 \text{ m}$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$$

AN : $b_{cr} = 6.19 \text{ m}$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$$

AN : La largeur de la crête : $b_{cr} = 5.82 \text{ m}$

D'après les calcule on prend :

$b_{cr} = 6.00 \text{ m}$

V.1.5 : Choix des pentes des talus :

Les pentes des talus amont et aval sont en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristiques mécaniques et de la hauteur et la classe du barrage.

Le tableau (V.1) donne quelques valeurs indicatives des pentes des talus.

Tableau (V.1) : Les fruits des talus en fonction du type du barrage

Hauteur du barrage	Type de barrage	fruit	
		Amont	Aval
0 < H < 5	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Homogène. ➤ A Zone. 	2.5	2
		2	2
5 ≤ H < 10	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Homogène (granulométrie étendue). ➤ Homogène à fort pourcentage d'argile. ➤ A Zone. 	2	2
		2.5	2.5
		2	2.5
10 ≤ H ≤ 20	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Homogène (granulométrie étendue). ➤ Homogène à fort pourcentage d'argile. ➤ A Zone. 	2.5	2.5
		3	2.5
		2	3

En ce qui concerne le massif, on a pris $m_{Am} = 1 : 3.0$ pour le parement amont et $m_{Av}=1:2.5$ pour le parement aval, cela nous paraît optimal suivant la nature du remblai et la hauteur de la digue.

Les pentes des talus de la digue sont déterminées au préalable suivant les conditions de stabilité mécanique du massif et de ces fondations.

Les talus doivent être protégés contre le battage des vagues et aussi contre les dangers d'érosion générée par les eaux de ruissellements.

V.1.6: les bermes :

Pour les barrages de grandes hauteurs on prévoit des bermes à chaque 10m de hauteur généralement. Celles-ci servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction et de réparation. (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

Les bermes sont exécutées pour des hauteurs de (10-15) m, leur largeurs varient de (2 -3) m avec des pentes de l'ordre de (1%).

b) Talus aval :

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidia.....

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a une berme au talus aval :

-Côte Berme aval :643.70m, NGA

- Largeur Berme aval : $b_b = 2.00$ m

V.1.7 : Protection de la Crête :

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable. Elle peut servir pour les passages de service.

La crête est revêtue de par un mélange constitue de gros graviers bitumés, et elle doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, et la couche de protection doit être bien compactée.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (pour éviter les infiltration dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % pour permettre l'évacuation des eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé)

V.1.8 : Protection des talus :

➤ **Talus aval :**

-Le talus aval sera protégé par une couche de tout venant de l'oued ou pierres concassées à granulométrie de 0.8 à 150 mm plus ou moins uniforme sur une épaisseur de 20 cm.

-rigole sur berme : La rigole sur berme aval a pour but de véhiculer les eaux de précipitation vers la rigole du pied de la digue pour finir dans le lit de l'oued.

-rigole du pied de la digue : La projection d'une rigole après le dispositif de drainage a pour fonction de véhiculer les eaux d'infiltration et les eaux superficielles vers le lit de l'oued.

❖ **Talus amont :**

Le talus amont devra être protégé contre le déferlement des vagues et les précipitations agressives, pour cela on prévoit un revêtement de protection en encochement ; celui-ci est caractérisé par :

- ❖ Le faible prix.
- ❖ Le temps de réalisation relativement court.
- ❖ Le maintien de la stabilité du talus lors d'une vidange rapide.

-Epaisseur de la couche de protection:

Les éléments de la couche de protection doivent être tels que 50%des pierres aient un diamètre supérieur à 20cm, les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre inférieur à 10cm.

Le diamètre moyen de la pierre réduite en une sphère est déterminé à partir de la formule suivante :

-Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority) [4]:

$$\text{On a: } e = CV^2$$

V : vitesse de propagation des vagues (V= 3m/s) (étude d'optimisation)

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériaux d'encrochement : ($\gamma_p=2.65 \text{ g/cm}^2$)

La valeur de « c » est donnée par le tableau (V-2)

Tableaux (V.2) : Les valeurs du coefficient C

Pente du talus	Valeur de c		
	$\gamma_p = 2.5$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
1/ 4	0.027	0.024	0.022
1/ 3	0.028	0.025	0.023
1/ 2	0.030	0.028	0.026
1/ 1.5	0.036	0.028	0.030
1/ 1	0.047	0.041	0.038

Par interpolation linéaire : C =0.025

D'où : e = 0.225 m

En analysant les résultats obtenus, on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour la suite du dimensionnement de la digue est **e=45 cm**.

50% de l'encrochement doit avoir un poids unitaire "P" tel que

$$P \geq 0,52 e^2 G_s \quad (t)$$

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

$$D_p = 3 \sqrt{\frac{P}{0,524 G_s}} \quad (\text{cm})$$

Diamètre moyen de $d_m=30\text{cm}$.

Donc on retient une protection d'une épaisseur de 45 cm avec deux 02 couches d'enrochements.

-Méthode USA :

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.

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

$$e = 0,45$$

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

H = hauteur de la vague (m).

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

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

-Quatrième méthode :

on peut établir la procédure suivante, en considèrent dans le calcul le poids du bloc de la roche nécessaire pour supporter les forces appliquées produites par la pression statique et dynamique de la vague, ainsi que l'action érosive des vagues dans le calcul de la stabilité dont les facteurs sont le poids spécifique de la roche, la hauteur de la vague et le talus à protéger.

La formule recommandée pour le calcul du poids maximal des roches isolées est :

$$Q = \frac{0,35 \gamma_m h^3}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1\right)^3 \sqrt{1+m^3}} \quad \text{où:}$$

γ_m - poids volumique de la pierre varie entre 2.2 et 2.6 t/m³.

h - hauteur de la vague pour une probabilité déjà constatée.

γ - poids volumique de l'eau (1.0 t/m³).

m - talus à protéger.

AN :

$$Q = 0.11 \text{ t}$$

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent « Dsph » est calculé par la formule suivante:

$$D_{sph} = 3 \sqrt{\frac{Q}{0,524 \gamma_m}}$$

Où :

Q = poids maximal de calcul du bloc.

AN :

$$D_{sph}=0.44m$$

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

Coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du tableau:

Tableau (V.3) : les valeur de K

Coefficient	IV	III	II	I
K	0,5	0,55	0,60	0,65

Pour notre cas on a la classe N° II.

$$D_{50\%} = KDesf = 0.60.0.44 = 0.264m$$

$$e = D_{50\%}(2 - 2,5) \quad \text{AN :} \quad e=0.53m$$

V.2 : Organes de drainage et de filtration :

V.2.1 : Système de drainage :

Le système de drainage a pour but de collecter et d'organiser l'évacuation des eaux infiltrées à travers le bief aval vers la rigole d'évacuation afin d'éliminer les déformations du sol de la fondation de la digue dues aux infiltrations, ainsi que pour abaisser la zone d'influence du courant d'infiltration.

Le système de drainage de la digue est constitué d'un tapis filtrant d'épaisseur

1,0 m réalisé en bas de la partie Aval de la digue arrêté à la côte 637,66 m sur une largeur de

15.10 m et une longueur de 29,00m, combiné avec un Prisme aval arrêté à la côte 638,66m et

d'une longueur de 29,00 m.

V.2.2 : Organes de drainage et de filtration :

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- ❖ Mesure du coefficient de friabilité des sables.
- ❖ Essai LOSANGELES (chocs) et l'essai (Micro-Deval) (usure) pour les graviers.
- ❖ Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).
- ❖ Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.
 - Les prismes de drainages permettent de :
 - ❖ Recevoir et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
 - ❖ Rabattre la ligne phréatique le plus bas possible.
 - ❖ Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

Le choix du type de drain s'est fait sur la base de deux réalités :

1. Une fondation assez plastique renfermant des pressions interstitielles considérables.

2. Le talus aval du barrage est toujours sous menace des déformations dues aux pressions (sous-pressions et pressions interstitielles) et aux infiltrations si certaines mesures ne sont pas prises.

Afin d'éviter le danger qui peut être causé par ces deux réalités, on prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégâts.

Le dispositif drainant le plus approprié pour remplir ces fonctions est le drain tapi appelé également drain horizontal. Ce drain tapis est constitué de couches de filtres inversés dont il faut déterminer la constitution granulométrique. Afin d'éviter des affleurements des nappes sur le talus aval, on munira le drain tapis au niveau du pied aval d'une couche d'enrochements. Le drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du projet. L'épaisseur des couches des filtres sera calculée après le calcul du débit de fuite à travers le corps de la digue.

1) Calcul des filtres :**Règles des filtres :**

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

Condition1:

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

- η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;
- n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \log \eta$;
 - $n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;
 - $n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2 :

Vérification des suffisances de perméabilité :

$$K_F = (2 + \sqrt[6]{\eta} \cdot K) \quad (\text{m/s}) \quad \text{d'où :}$$

- K : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s) ;
- K_F : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

Et comme nous n'avons pas des matériaux pour confectionner les filtres on doit calculer les dimensions ou bien les fuseaux granulométriques des matériaux à mettre en place on doit déterminer la courbe granulométrique des filtres.

2) Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad \text{et} \quad 12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

- D_{15} : Diameters de filtre ;
- d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

Granulométrie de sol à protéger :

$$d_{15} = 0.00066 \text{ mm};$$

$$d_{50} = 0,0065 \text{ mm};$$

$$d_{85} = 0, 047 \text{ mm};$$

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

$$- 0,036 \text{ mm} < D_{15} < 0,120 \text{ mm} ;$$

$$- 0,96 \text{ mm} < D_{50} < 4.64 \text{ mm} ;$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.0112 \text{ mm} ;$$

$$D_{50} = 1.60 \text{ mm}.$$

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

$$0,432 \text{ mm} < D_{15} < 4.800 \text{ mm} ;$$

$$11.52 \text{ mm} < D_{50} < 36.9 \text{ mm}.$$

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

$$D_{15} = 2.912 \text{ mm} ; D_{50} = 24.5 \text{ mm}.$$

Par conséquent ;

La couche de transition T1 sera composée d'une couche de sable :

- sable fin sur une épaisseur de 0,2 m

La couche de transition T2 sera composée des couches suivantes:

- gravier 8/15 sur une épaisseur de 0,1 m

- gravier 15/25 sur une épaisseur de 0,1 m

4) Dimensionnement du prisme de drainage :

Fruit des talus : $m_1 = (1-1.75)$ on prend $m_1 = 1 : 1.5$

$m_2 = (1.5-2.5)$ on prend $m_2 = 1 : 2$

Hauteur : $h_{dr} = (0.15-0.2) H_b = 3,69$ m on prend : **$H_{dr} = 2.5$ m.**

Largeur au sommet : $b_{dr} = (1/3-1/4) H_{dr} = 0.8$ m.

Le prisme de drainage se situe au pied aval de la digue, d'une forme prismatique définie par les caractéristiques géométriques suivantes :

3 -Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la protection et le corps du barrage :

Pour cela on doit tenir compte des règles de TERZAGUI

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5.$$

Et comme nous n'avons pas des matériaux pour confectionner les filtres on doit calculer les dimensions ou bien les fuseaux granulométriques des matériaux à mettre en place. On a :

D_{15} : Diamètre des particules des sols protégeant (enrochement).

d_{85} : Diamètre des particules du sol protégé (corps du barrage).

De la courbe granulométrique:

La condition de TERZAGUI n'est pas vérifiée donc et en tenant compte des critères TERZAGUI et des règles suivantes $12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$ et $12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$, on calcule les filtres.

V.3 : Clé d'étanchéité :

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

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique a celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.30m. La largeur en base est de 4.0m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,50$.

V.4 : Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation :

La filtration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages se produit sous l'effet de la charge d'eau au bief amont.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries graves sur les barrages sont provoquées par l'effet des infiltrations, c'est pourquoi il faut toujours faire un calcul sur les infiltrations, donc établir la position de la ligne phréatique ou la ligne de saturation dans le massif de la digue, déterminer le gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

Objectifs de calcul des infiltrations :

L'objectif de cette partie est de déterminer :

1. La zone submergée du corps de la digue
2. Les pressions interstitielles
3. Le trace de la ligne de saturation
4. Le débit de fuite a travers le corps du barrage

V.4.1 : Tracé de la ligne de saturation :

Il existe plusieurs méthodes de calcul des infiltrations à travers les barrages en terres : les méthodes expérimentales, hydromécaniques et les méthodes hydrauliques.

Pour le tracé de la ligne de saturation on utilise la méthode grapho-analytique de KOZENY.

Les hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre :

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

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidia.....

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

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

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

$$h = H_e$$

$$H_e = 11.30\text{m}$$

$$d : \text{étant la largeur en base du massif} \quad d = 35.40\text{m}$$

$$y_0 = 1.76\text{m}$$

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

$$y^2 = 3.52 x + 3.10$$

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

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

Les coordonnées de la parabole sont données dans le tableau (V-3).

Tableau (V.3) : Les coordonnées de la parabole de KOZENY

x(m)	-0.88	00	04	08	12	16	20	24	28	32	35.40
y(m)	00	1.76	4.14	5.59	6.73	7.71	8.57	9.36	10.08	10.75	1.30

Dans les annexes ,

ils en donnent des différents cas pour le calcul des filtrations à travers le corps des digues en terre.

Ces annexes sont:

- Annexe B: Barrage homogène avec prisme de drainage

V.4.2 : Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite) :

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

$$q_n = K.I.A$$

q_n : débit d'infiltration ($m^3 /s/ml$).

l : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $l = \frac{dy}{dx}$ et : $A = y.l$

Donc : $q_n = Ky \frac{dy}{dx}$ Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q_n = Ky_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Sachant que : $K = 1.048 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$

$q = 1,84 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit total a travers le barrage sera :

$$Q = q.L = 1,33 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit de perte en une année sera :

$$Q_{an} = 4.22 \text{ m}^3/\text{an}$$

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

VI .1.Calcul de stabilité :

VI.1.1.Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

La demande croissante de construire des ouvrages par des remblais et des déblais a augmenté le besoin de bien comprendre les méthodes analytiques, outils investigateurs et les méthodes stabilisantes afin de résoudre les problèmes de stabilité des inclinaisons. Les méthodes de stabilisation impliquent des techniques spéciales de construction qui doivent être compris et modélées dans des chemins réalistes.

Une compréhension de la géologie, de l'hydrologie et des propriétés du sol est importante pour appliquer les principes de la stabilité correctement. De ce fait, l'étude de la stabilité des pentes est d'une importance primordiale dans la construction des excavations, des digues, des barrages... elles ont fait l'objet de plusieurs méthodes de calcul qui ont été développées afin d'étudier la mécanique de rupture.

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

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

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

1. soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixées et / ou déterminées a priori.
2. Soit par une série de calculs dit dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir au coefficient de sécurité souhaité.

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

1. Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

- a. glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).
 - a.1. Glissement en cascade.
 - a.2. Glissement, puits renard :

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

2. l'instabilité mécanique en fondation :

VI.1.2. Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)

- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

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

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval).
- Fonctionnement normal (talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} »

VI.1.3.Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage.

(K_1 - K_2) : sont déterminés d'après le tableau (VI-1) en fonction de pentes de talus.

Tableau N° (VI.1) :

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite un courbe rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c à d entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites.

Par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N= G_n \cos \alpha$
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T= G_n \sin \alpha$
- ❖ α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

VI.2.1.Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

Force de pesanteur :

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

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation. (γ_d : densité sèche).

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation. (γ_{sat} : densité du matériaux de construction à l'état saturé).

b : largeur de la tranche.

Cette force là a deux composantes :

- **$Nn=Gn.\cos\alpha$** .: qui est une force normale stabilisatrice.

- **$Tn=Gn.\sin\alpha$** : qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec : $\sin\alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}}$.

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

* Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{\text{sat}} - 1)$.

Forces de pression interstitielles :

Dans le cas ou le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme suit : **$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl$** .

U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 1 \text{ KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl.$$

C: Cohésion du sol considéré.

Forces dues au séisme : Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a \cdot G_n.$$

a : Coefficient d'accélération ($a = 0,05$).

G_n : Poids de la tranche.

Classement des forces :

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidia.....

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1. Les forces stabilisatrices :

a) Force de frottement :

$$F_1 = Nn \operatorname{tg} \phi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \phi.$$

ϕ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b) Force de cohésion :

$$F_c = c \operatorname{dl} \quad \text{Avec :} \quad \operatorname{dl} = \frac{b}{\cos(\alpha)}$$

b : largeur de la tranche.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(Nn - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \phi + c \operatorname{dl}] R.$$

R : rayon de la courbe de glissement.

2. Les forces déstabilisatrices (motrices):

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

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

$$\mathbf{M} = \mathbf{R} \sum_{i=1}^n T_n$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$\mathbf{M}_T = \mathbf{a} \mathbf{G} n \operatorname{dn}.$$

Remarque: Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

VI.2.2. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents type de fonctionnement :

1. calcul de Ks : (coefficient de sécurité) :

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidia.....

Le coefficient « K_s » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement donné par :

$$K_S = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \varphi + \sum C d L}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n}$$

* Pour le cas d'une retenue vide ($P=0$), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

d_n : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

R : c'est le rayon du cercle de glissement.

a)°- avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - p) \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{\sum a G_n d_n}{R}}$$

b)°- Sans l'effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - p) \operatorname{tg} \varphi_n + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

2. Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide :

K_s est calculé seulement pour le talus amont. Et dans ce cas là on calcule le poids de la tranche à l'aide de la densité déjaugée du matériaux γ' .

a) Avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C d l}{\sum G_n \sin \alpha_n + \sum a \frac{G_n d_n}{R}}$$

b) Sans effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum C d l}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux (VI.3, VI.4 ,VI.5 ,VI.6, VI.7, VI.8 ,VI.9, VI.10, VI.11 , VI.12, VI.13 ,VI.14, VI.15, VI.16, VI.17). Pour les différents rayons.

Le coefficient K_s calculé doit être supérieur à « $K_{s_{adm}}$ », pour notre cas :

$$K_{ss} = 1.50$$

$$K_{as} = 1.00.$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (VI.18).

Tableau N° (VI.2) : Coefficient de sécurité pour les trois cas

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Avec séisme	Sans séisme
Fin de construction	Talus aval		
	R= 38m.	1,79	1,71
	R= 32 m.	1,80	1,72
	R= 26 m.	1,63	1,56
	Talus amont		.
	R=32 m.	1,51	1,44
	R=28 m.	1,79	1.90
	R=18 m.	1.33	1.27

Vidange rapide	Talus amont		
	R= 32m.	1,48	1.38
	R= 28m	1,57	1.46
	R= 18m.	1,99	1.80
D'exploitation	Talus aval		
	R= 38m.	2.56	2,45
	R= 32 m.	1.70	1.63

D'après les résultats obtenus, la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés

VII.1. Introduction:

Le rôle de l'évacuateur de crues est de stabilisé le niveau de la retenue à la côte normale (648 m NGA) on évacuant le surplus qui arrive sous forme de crues ou d'apports continus.

Le fonctionnement de la retenue est tel qu'en assurant une réserve de secours, elle permet une alimentation d'eau continue pour les besoins d'irrigation pour une assez longue durée, cela nous oblige à assurer un écoulement rapide par le canal d'évacuation à partir du seuil de déversement jusqu'au lit de l'oued (le plus loin possible de la digue).

Les paramètres hydrauliques ont été dimensionnés pour la crue centennale, mais les ouvrages devront supporter même le passage d'une crue catastrophique (crue millénaire).

VII.2. Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sure des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

- De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie).
- La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversante.

Pour notre présent cas les formations géologiques existantes au niveau de la rive droite sont des marnes noires saines et ne posent aucun problème de point de vue géologique sur la construction. En tout cas il faut donner une certaine élasticité à cette construction bétonneuse en utilisant des joints entre les différents dalots qui la constituent.

Donc L'axe de l'évacuateur de crue est implanté en rive gauche incorporée dans le corps de la digue de type latéral.

VII.3. Dimensionnement hydraulique :

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa longueur déversante lors de l'évacuation de la crue centennale.

La charge au dessus de déversoir est acceptable de point de vue que le niveau des plus hautes eaux sera encore inférieur à la crête du retenue.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversante (12 m) et pour la même charge ($h_{dév} = 1.45$ m) et le même débit déversant ($57 \text{ m}^3/\text{s}$).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

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

VII.3.1. Canal d'amenée :

Le canal d'amenée (canal d'approche) a pour but de canaliser les eaux d'évacuations vers le déversoir en garantissant un écoulement fluvial sur le seuil de déversement.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}}$$

Q : Débit à évacuer [m^3/s].

S_{can} : Section du canal en [m^2] et $S_{can} = H \times b$.

H : Charge d'eau [m] et $H = h + P$.

P : Hauteur de pelle en [m].

h : Lamé déversante en [m].

A.N :
$$V_{ap} = \frac{57}{12 \cdot (1.45 + 1.5)} = 1.61 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 4,4 et 10m/s donc pas de risque de l'érosion.

VII.3.2. Déversoir :

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

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

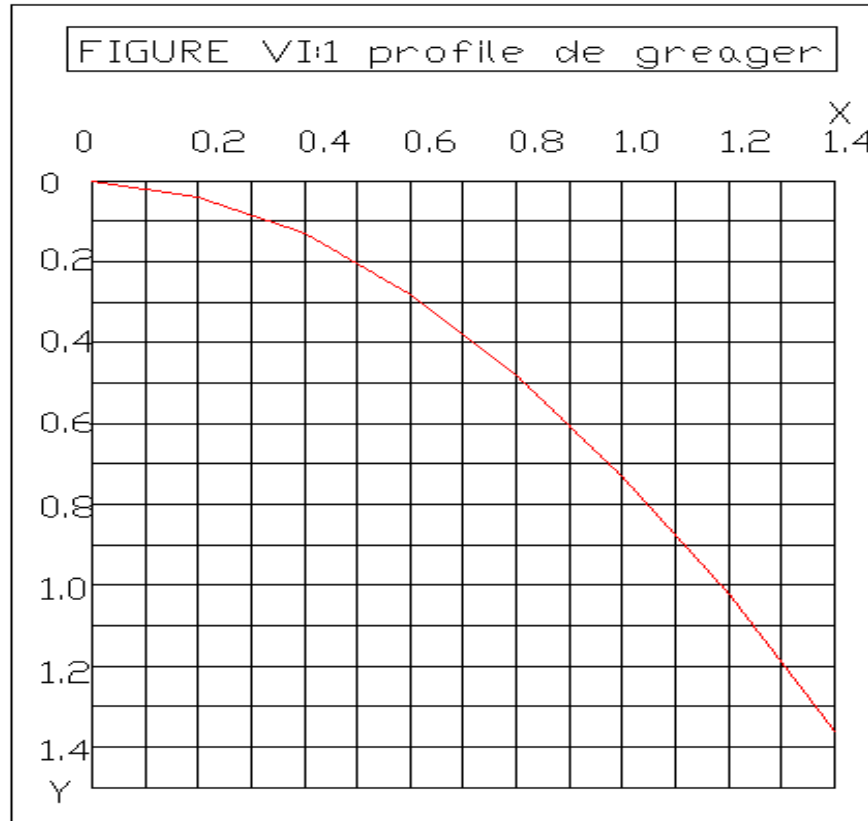
$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}}$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau ci dessous et le profil du déversoir est représenté ci dessous.

Tableau VII.01 : coordonnées de profil de Greaguer

X (m)	Y (m)
0.00	0.00
0.20	0.04
0.40	0.13
0.60	0.28
0.80	0.48
1.00	0.73
1.20	1.02
1.40	1.36



VII.3.3. Chenal d'écoulement :

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial

La longueur du chenal

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

- profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2}$$

Ou :

Q : débit de projet lamine (Q = 57 m³/s);

b : la largeur de déversoir.

A.N :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{57}{12} \right)^2} = 1.32 \text{ m}$$

- pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire

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

A.N :

$$I_{cr} = \left[\frac{57 \cdot (12 + (2 \cdot 1.32))^{2/3}}{71 \cdot (1.32 \cdot 12)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,24\%$$

$I_{cr} = 0.24\% > 0.20\%$, donc la condition est vérifiée

VII.3.4. Calcul du convergent :

Le convergent et l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (12-6) = 15m$$

Ou :

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle

A.N :

$$L = 15 m$$

VII.3.5. Le coursier :

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

01- Largeur du coursier :

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)}$$

A.N :

$$B = 57^{0.4} = 5.39 \text{ m}$$

On prend $B=6\text{m}$

02- Longueur du coursier :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 48.42 m.

03- La profondeur critique :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1.$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}$$

B : est la largeur du coursier égale a 9 m.

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{57^2}{g \cdot 6^2}} = 2.095\text{m}$$

04- Pente critique :

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

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

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$$

A.N :

$$Sc_r = B \cdot h_{cr} = 6 \cdot 2.095 = 12.57 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow R_{cr} = \frac{Sc_r}{P_{cr}} = \frac{12.57}{10.19} = 1.23 \text{ m}$$

$$P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} = 6 + 4.19 = 10.19 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} 1.23^{1/6} = 73.94$$

Donc :

$$I_{cr} = \left(\frac{57}{73.94 \cdot 12.57 \cdot 1.23^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,36\%$$

$$I_{\text{coursier}} > I_{cr}$$

05- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel CANALP.

Tableau N°VII.02: Calcul de la ligne d'eau

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L _{bief} (m)
57	71	0.24	0.487	2.095	NT	45.46

Tableau N°VII.03: Calcul de la ligne d'eau

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	10	2.09	0.95624	3.143	3.104
1	10	10	1.03	1.00385	5.366	24.046
2	20	10	0.83	2.90157	7.507	46.143
3	30	10	0.73	4.01118	9.362	68.334
4	40	10	0.67	5.53068	10.917	89.004
aval	50	10	0.65	5.92406	11.870	102.558

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}}$$

Où :

Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

AN :

$$V = \frac{57}{10 \cdot 0,65} = 8.77 \text{m/s}$$

Donc :

$$Fr = \frac{8.77}{\sqrt{9,81 \cdot 0,65}} = 3.47$$

VII.3.6. Dissipateur d'énergie :

L'énergie cinétique de l'eau s'écoulant en régime torrentiel du coursier va se dissiper dans un bassin d'amortissement.

Cet ouvrage en béton armé permet de stabiliser le régime d'écoulement en fluviale et éloigner le ressaut hydraulique en aval .

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est compris entre 2.5 et 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée inférieure 15 m/s, alors on appelle à utiliser le bassin de type I .

- Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'Annexe "B" On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 4.9 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0,65$$

Donc :

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidia

$$Y_2 = 4.9 * 0.65 = 3.19 \text{ m}$$

- Largeur du bassin :

De l'abaque de l'Annexe "B" on a :

$$\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 5.55$$

Donc :

$$L_{\text{bas}} = 5.55 \times 3.19 = 17.70 \text{ m.}$$

On prend

$$L_{\text{bas}} = 17.70 \text{ m}$$

- Dimensionnement des blocs Chicanes :

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,65 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,65 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,65 \text{ m.}$
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 Y_2 = 0,64 \text{ m.}$
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 0,48 \text{ m.}$
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0.15 Y_2 = 0,48 \text{ m.}$

VII.3.7. Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec une talus 1/1 se $l_c = 0,55 \%$ et un talus de a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

***) La hauteur critique :**

$$h_{\text{cr}} = \left(1 - \frac{\sigma_{\text{cr}}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{\text{cr}}^2 \right) \cdot K .$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \text{et: } \sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad [m = 1].$$

$$\text{Donc: } K = \sqrt[3]{\frac{57^2}{g \cdot 6^2}} = 2.095 \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{2.095 \cdot 1}{6} = 0,35$$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,35}{3} + 0.015 \cdot 0,35^2 \right) \cdot 2.095 = 1,85\text{m}$$

***) Pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \text{donc:} \quad S_{cr} = 14.52 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{donc:} \quad P_{cr} = 8.62 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{donc:} \quad R_{cr} = 1.68 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{donc:} \quad C_{cr} = 77.88$$

$$I_{cr} = \frac{57^2}{14.52^2 \cdot 77.88^2 \cdot 1,68} \cdot 100\% = 0,15\%$$

***) La vitesse de l'écoulement :**

$$V = Q/S = C\sqrt{RI}$$

A.N :

$$V = 77.88 \cdot \sqrt{1,68 \cdot 0,0055} = 7.49 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VI1.3.8. Vérification de l'existence des vagues roulantes :

La vérification de l'existence des vagues roulantes au niveau du coursier se fait à l'aide des conditions :

$$\frac{b}{h} \leq (10 - 12)$$

$$F \leq 40.$$

Où

b : Largeur du coursier.

h : Hauteur d'eau à la fin du coursier.

F : nombre de froude.

$$\text{AN : } b = 6\text{m.} \quad , \quad h = 0,50 \text{ m.}$$

Ce qui donne

$$b/h = 11,53 \leq 12.$$

Ce qui implique l'inexistence des vagues roulantes.

VII.3.9. Hauteur des murs bajoyers :**- Hauteur des murs dans le déversoir :**

On a :

$$h_m = h_e + r$$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par [$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$].

A.N:

$$V = 57 / (12 \cdot 1,45) = 3.27 \text{ m/s} \quad \text{donc :} \quad r = 0.81 \text{ m.}$$

$$h_m = 1,45 + 0,81 = 2.26 \text{ m}$$

-Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du barrage.

- Hauteur des murs à l'entrée du coursier.

La vitesse de l'eau au niveau de la section de contrôle est :

$$V = \frac{Q}{b_1 \cdot Y_c}$$

$$V = 5.14 \text{ m/s}$$

La revanche (R) est égale à : $R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3}$

$$R = 0.85 \text{ m}$$

D'où la hauteur du mur H_m du chenal sera :

$$H_1 = H_c + R = 2.09 + 0,85 = 2,94 \text{ m}$$

On prend: $H_1 = 3.00 \text{ m}$.

- Hauteur des murs à la fin du coursier :

$$h_2 = h_f + r.$$

h_f : Hauteur d'eau à la fin du coursier en m.

$$h_f = 0.65 \text{ m.} \quad V = 8.77 \text{ m/s} \quad \text{et} \quad r = 0.90 \text{ m.}$$

D'où $h_2 = 1.55 \text{ m}$

-Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

$$R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3} \quad H_{mbd} = 5,45 \text{ m}$$

- Hauteur des murs dans le canal de restitution :

$$h_m = h_e + r$$

h_c : Profondeur d'eau dans le canal de restitution en m.

On trouve $h_c = 0,32 \text{ m}$ On prend $h_c = 0,40 \text{ m}$.

VII.4. Ouvrage de vidange et de prise d'eau :

Pour la retenue collinaire djaidia les fonctions de prise d'eau et de vidange de fond sont assurées par un seul et unique ouvrage.

Ces derniers aboutissent à l'alimentation continue pour l'irrigation et la châsse de vase ainsi que l'évacuation des eaux accumulées dans la cuvette pendant la construction.

L'ouvrage d'art se situe sur une assise stable de bonne qualité géotechnique sur le pied de la berge droite à quelque mètre du lit de l'oued.

VII.4.1. La vidange de fond :

Afin d'édifier le barrage à l'abri de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement aux débits quel que soit leur provenance. Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en huit (10) jours

Le débit de vidange du volume utile est de

$$Q = \frac{V_U}{T} + Q_0$$

Avec :

Q_0 : Débit entrant de l'Oued

V_U : volume utile de retenue ($V_U = 0,27 \text{ Mm}^3$)

T : temps de vidange en seconde estimé à 10 jours .

On trouve : **Q= 0.26 m³/s**

VII.4.1.1.Calcul hydraulique:

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

$$Q = \mu S \sqrt{2gz}$$

Q : débit de vidange en m³/s

μ : coefficient de débit

S : section de la conduite en m²

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

$$S = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \pi \frac{d^2}{4}$$

Avec Z= 14.2 m

$\mu \in [0,8 - 0,85]$.

Préalablement on prend $\mu=0.80$

On trouve : S= 0,0195 m²

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

D'où d =0.17 m

On prend un diamètre normalise d=200 mm, une conduite en acier d'une rugosité n=0.014

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}}$$

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor}$$

$$\xi_{ent} = 0.5$$

$$\xi_{vanne} = 0.1$$

$$\xi_{ssortie} = 1$$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} = 24.15$$

L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 115 m

d : diamètre de la conduite de vidange en m 200 mm

λ : Coefficient de débit calculé par la formule de MANNING

$$\lambda = \frac{124.6n^2}{d^{1/3}}$$

n : rugosité de la conduite en acier (n=0.014)

On trouve $\lambda = 0.042$

Ce qui donne $\mu = 0,193$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à d=321 mm, on adopte la valeur de d= 400 m

VII.4.2.Dimensionnement de la prise d'eau :

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

La consommation maximale est en mois de juillet: $V_{\max}=0.0215 \text{ Mm}^3$.

Donc : $Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$ avec : T : temps de prise (T=31 jours).D'ou : **Qmax=0.01 m³/s.**

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

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$.

S : section de la conduite en m².

On trouve :S=0,009 m².Donc **d=0,175 m.**

On prend d=200mm

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}}$$

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \xi_s = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \text{ avec } \lambda = 0.042$$

$$\text{AN : } \sum \xi = 25.75\text{m.}$$

$\mu=0,19$. Donc : $S=0,082 \text{ m}^2$. et on trouve : **$d=0,223\text{m}$** .

on prend ; $d=250\text{mm}$

Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a: $V=Q/S$

$V=2,44 \text{ m/s}$.

Conclusion:

La conduite de prise d'eau a un diamètre de 250 mm.

Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort (644.66 m) NGA. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange (400 mm) au pied aval de la digue.

VII.4.3. Description détaillée :

VII.4.3.1. Canal d'amenée (amont) :

Ce canal est conçu afin de véhiculer les eaux soit-il pour la prise, la vidange ou l'évacuation des débits de constructions vers le puisard d'entrée.

La première partie de forme trapézoïdale en terre naturelle d'une longueur de 40 m avec une largeur a la base 8.0m à l'entrée et une hauteur variable suivant le terrassement des berges. La deuxième partie est un canal en enrochement sur une longueur de 10 m avec une couche de pierre rocheuse de 0.3 m d'épaisseur et une largeur variable jusqu'au puisard.

VII.4.3.2. Puisard d'entrée

C'est un ouvrage qui sert à acheminer les eaux stockées vers la conduite de prise et de vidange de fond.

Du côté amont cet ouvrage est lié au canal d'amenée par un canal de transition au pied de la digue soutenue par un revêtement en enrochement.

Le puisard d'entrée est un ouvrage qui aura la triple fonction de l'évacuation des débits de constructions la vidange de fond et la prise d'eau par l'unique conduite en acier d'un diamètre nominal $\Phi = 400$ mm.

L'implantation du regard de prise d'eau est déterminée compte tenu du niveau du volume mort à la côte 644.66 m NGA et du niveau du fond de la cuvette.

Ce regard est muni d'une grille en acier pour faciliter l'exploitation et assurer la protection contre les débris flottants.

VII.4.3.3. Conduite de vidange de fond :

Elle sert à chasser la vase du lac artificiel d'un diamètre nominal de $\Phi = 400$ mm pour un temps de vidange maximum de 10 jours.

Cette conduite est en acier, enrobée par du béton armé.

Les connections entre chaque partie de la conduite de vidange sont prévues pour permettre aux phénomènes de dilatation et autres mouvements de s'opérer sans dommage. Ces joints doivent donc être à la fois étanches et flexibles et seront remplie avec du mastic bitumineux ou d'autres matières plastiques.

Sur toutes les faces enterrées et imposées à la pression d'eau de la conduite de fond, la protection superficielle et l'amélioration de l'étanchéité des parois seront assurées par un enduit bitumineux.

VII.4.3.4. Chambre de vannes :

Le regard de la chambre de vanne est un lieu de branchement de la conduite de service et celle de vidange ainsi que les robinets vannes.

En aval de l'emprise du barrage sur l'axe de la vidange se trouve la chambre de vannes en béton armé, équipée d'un robinet vannes papillon afin de pouvoir maîtriser le contrôle d'exploitation des eaux

VII.4.3.5. Canal de fuite de la vidange de fond

Situé en aval de la chambre des vannes (le régime d'écoulement est fluvial) le bassin de sortie consiste à minimiser les risques de destruction que peut causer le saut d'envol du jet d'eau après la conduite.

Le rejet du canal de fuite vers le lit de l'oued sera effectué par un canal en terre de forme triangulaire.

Tableau N°(VII.7) : volume des matériaux de prise d'eau

N°	Déblai	Béton ordinaire	Béton propreté	Remblai	Enroch	Béton armé	Déblai	Béton ordinaire	Béton propreté	Remblai	Enroch	Béton armé	di (m)	Déblai	Béton ordinaire	Béton propreté	Remblai	Enroch	Béton armé
	Si (m ²)	Si (m ²)	Si (m ²)	Si (m ²)	Si (m ²)	Si (m ²)	Smoy (m ²)	Smoy (m ²)	Smoy (m ²)	Smoy (m ²)	Smoy (m ²)	Smoy (m ²)		Vi (m ³)	Vi (m ³)	Vi (m ³)	Vi (m ³)	Vi (m ³)	Vi (m ³)
0	0	0	0	0	0	0													
1	6.55	0	0	0	0	0	3.275	0	0	0	0	0	19.8	64.85	0	0	0	0	0
2	5.93	0	0.55	0	25.96	9.31	6.24	0	0.275	0	12.98	4.655	30	187.2	0	8.25	0	389.4	139.65
3	0.62	0.6	0.091	0	0	0	3.275	0.3	0.3205	0	12.98	4.655	13.3	43.56	3.99	4.2626	0	172.634	61.9115
4	0	0.601	0.091	2.97	0	0	0.31	0.6005	0.091	1.485	0	0	35	10.85	21.0175	3.185	51.975	0	0
5	0.011	0.601	0.091	0.027	0	0	0.0055	0.601	0.091	1.4985	0	0	29.8	0.164	17.909	2.7118	44.655	0	0
6	5.32	0	0.233	0.48	0	2.27	2.6655	0.3005	0.162	0.2535	0	1.135	14	37.32	4.207	2.268	3.549	0	15.89

N°	Déblai	Béton armé	Béton propreté	Remblai	Enrochement	Déblai	Béton armé	Béton propreté	Remblai	Enrochement	di (m)	Déblai	Béton armé	Remblai	Enrochement	Béton propreté		
7	0.98	0	0	1.76	0.96	0	0	0.1165	1.12	0.48	1.135	4	12.6	0	0.466	4.48	1.92	4.54
8	0	0	0	1.85	0	0	0	0	1.805	0.48	0	4	1.96	0	0	7.22	1.92	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.925	0	0	3.09	0	0	0	2.85825	0	0
les volumes												358.5	47.1243	21.1434	114.738	565.87	221.99	

Tableau N°(VII.8): calcule volumes de matériaux de l'évacuateur des crues

	Si (m ²)	Si (m ²)	Si (m ²)	Si (m ²)	Si(m ²)	Smoy (m ²)	Smoy (m ²)	Smoy (m ²)	Smoy (m ²)	Smoy (m ²)		Vi (m ³)	Vi (m ³)	Vi (m ³)	Vi (m ³)	vi(m ³)
0	-	-	-	-	-											
						-	-	-	-	-	10,00	-	-	-	-	-
1	8,02	-	-	-	-											
						11,90	1,98	0,32	-	-	8,83	105,12	17,48	-	-	2,83
2	15,79	3,96	0,64	-	-											
						20,03	13,68	0,64	1,99	-	5,80	116,17	79,34	11,51	-	3,71
3	24,27	23,40	0,64	3,97	-											
						19,88	15,02	0,64	3,47	-	8,78	174,55	131,88	30,47	-	5,62
4	15,49	6,64	0,64	2,97	-											
						7,85	4,30	0,53	21,83	-	10,56	82,90	45,36	230,47	-	5,63
5	0,21	1,95	0,43	40,68	-											
						9,96	2,95	0,38	22,90	-	33,87	337,18	99,75	775,45	-	12,97
6	19,70	3,94	0,34	5,11	-											
						21,47	3,93	0,37	4,60	-	29,27	628,43	115,03	134,50	-	10,68
7	23,24	3,92	0,39	4,08	-											
						21,33	3,85	0,42	11,88	-	17,35	370,08	66,80	206,12	-	7,20

8	19,42	3,78	0,44	19,68	-											
9	5,14	-	-	10,99	4,53	12,28	1,89	0,22	15,34	2,27	11,64	142,94	22,00	178,50	26,36	2,56
0	-	-	-	-	-	2,57	-	-	5,50	2,27	2,40	6,17	-	13,19	5,44	-
Les volumes												1 963,52	577,63	1 580,21	31,80	51,20

Introduction:

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre coût.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

La réalisation des barrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (modernes et rentables) destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux.

Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise Compétente et expérimentée et disposant de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans de bonnes conditions.

Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être change et cela en fonction des moyens de l'entreprise de construction.

Il est préférable de réaliser la digue pendant la période sèche de l'année, c'est pour cette raison que l'on n'a pas prévu un ouvrage de dérivation.

Le passage des crues de chantier a été prévu à travers la vidange de fond.

VIII.1 .Organisation technique de préparation :

Les opérations essentielles de préparations dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réalisation l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1-Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.

2-Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

3- L'installation et la réalisation des routes d'accès soient à l'intérieur ou à l'extérieur du chantier

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidia.....

4- L'installation de la base de vie, des entrepôts pour les matériaux de construction et les ateliers nécessaires pour la construction ainsi que l'alimentation en eau et en énergie électrique.

5- préparations des moyens humains et mécaniques pour la construction.

VIII.2 . Travaux de réalisation :

VIII. 2.1. Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VIII. 2.2. Travaux d'excavations :

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

- 1- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporter vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.
- 2- Excavation de la clé d'ancrage au-dessous de la digue, dont la contenance du choix sera utiliser pour la protection des talus, le drainage qui seront misent en dépôts, les quantités excédentaires seront véhiculés vers la décharge.
- 3- Remblai de la clé d'encrage à partir de la zone d'emprunt après compactage par couche.

VIII.2.3. Travaux sur la digue

Les phases de construction de la digue peuvent être les suivantes :

- 1- Construction des premiers ouvrages provisoires de protection du chantier et pour évacuation des débits de constructions.
- 2- Remblai sur la fondation et construction du puisard d'entrée comme élément essentiel pour l'évacuation des débits de construction.

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidia.....

- 3- Remblai et compactage du corps de la digue par couche, parallèlement on procède à l'installation de la conduite ainsi de la tuyauterie de la vidange de fond avec les travaux de béton avec l'ouvrage de prise de vidange de sortie.
- 4- La protection en enrochement du talus amont et la construction du tapis drainant ainsi que le prisme de drainage on utilisant le maximum des matériaux excavés à partir de la zone d'emprunt et la tranché d'ancrage.
- 5- Aménagement du canal d'amenée et la construction du seuil de déversement avec le coursier et le bassin de dissipation.

- 6- La protection du talus aval et la crête de la digue, après avoir réalisé les routes et pistes d'accès d'entretien et d'exploitation.
- 7- Finalisation des ouvrages de sortie en aval aussi on procède à l'aménagement final du site et les corrections des alentours du barrage avec le reboisement des versants et la correction torrentielle.

VIII.2.4. Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- 1- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- 2- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- 3- Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

VIII.4.Réalisation du barrage en terre :

La bonne connaissance du site de barrage et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire d'assurer que le chantier est confié à tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

VIII.4.1. Les moyens de chantier :

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidia.....

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titre, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux .

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

- Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

- Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- Le bulldozer.
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse.
- Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très important par ce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.

- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

-Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

- Le matériel spécifique :

On utilise comme matériel :

- Les engins de forage et d'injection.
- Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VIII.5. La succession des opérations de chantier :

Un des aspects caractérisant le mieux un barrage de petite et moyenne importance réside dans sa possibilité de construction en seule saison estival. Il importe en effet de protéger le chantier pendant toute sa durée contre les risques de submersions par une crue de rivière. La concentration des opérations pendant une seule période sèche permet de diminuer considérablement, à risque égal, le calibre de la dérivation provisoire des eaux de la rivière destinée à isoler l'emprise du chantier des écoulements amont.

Au nord de l'algerie, la saison favorable par l'exécution d'un barrage en terre compacté se situe entre le mois de Mai et le mois de Septembre période au cours de laquelle les engins de terrassements peuvent travailler à leurs rendement optimal.

L'enchaînement chronologique des différentes phases du chantier comprend les opérations suivantes :

1- Travaux préparatoires :

- Installation du chantier, implantation des axes des Murs et mise en place éventuelle des déviations de circulation, reconnaissance complémentaires des ballastières.

- Construction de la dérivation provisoire du cours d'eau (dans le cas de petits cours d'eau on peut utiliser la conduite de prise d'eau et de vidange de fond comme ouvrage de dérivation provisoire du cours d'eau, dans ce cas cet ouvrage est exécuté en début de chantier Décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.

- Préparation des zones d'emprunt.

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidia.....

- Déboisement et défrichage de la cuvette, démolition éventuelle d'infrastructure noyée.

2- Exécution des travaux :

- Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et de vidange de fond.
- Approvisionnement des matériaux filtrants.
- Mise en place du système de drainage horizontal.
- Exécution du remblai et exécution simultanée du dispositif de filtre vertical.
- Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions.
- Génie civil de l'évacuateur de crues.
- Mise en place de revêtement de talus.
- Mise en place des équipements hydromécaniques.
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagement des abords

VIII.6. Mode d'exécution des travaux :

VIII.6.1. Travaux préparatoires :

a) La préparation des terrains :

La mise en place d'importantes quantités de matériaux prélevés dans le site ou approvisionnés de l'extérieur nécessite de larges dégagements d'espace autour de l'emprise de la digue, afin de ménager des aires de stockages et des pistes de circulations d'engins.

Les décapages de l'emprise de la digue, ainsi que des zones d'emprunt entraînent la mise en dépôt provisoire d'importantes quantités de terres végétales qu'il importe de stocker au voisinage de leur lieu de réutilisation afin de minimiser les distances de transport. La préparation du terrain inclut également les décapages et dessouchages de l'emprise totale des installations de chantier, le nettoyage de la cuvette (enlèvement des arbres) peut s'étaler jusqu'à la mise en eau de l'ouvrage.

b)- L'implantation des ouvrages :

Lors de l'exécution des plans à grande échelle nécessaires pour l'étude de l'ouvrage, il est prévu la mise en place d'une infrastructure topographique de base, c'est à dire un canevas géodésique et une maille de nivellement, qui sera utilisée pour le déroulement des phases ultérieures telles que l'implantation des ouvrages, le contrôle des travaux, le recollement la surveillance.

L'implantation des ouvrages consiste à matérialiser par rapport aux points de base mentionnés ci-dessus les éléments suivants :

- *L'axe de la Digue du petit barrage définie par les coupes en travers.
- *L'axe de la conduite de prise d'eau et vidange de fond.
- *L'axe de l'évacuateur de crues.

c)- Dérivation des eaux :

Nous avons vu que pour des ouvrages de moyenne importance, la concentration des opérations de chantier sur une seule saison estival permet parfois d'utiliser la conduite de prise d'eau et vidange de fond pour dériver les eaux du cours d'eau aménagé, combinant ainsi sur seul ouvrage plusieurs fonction .

- *Utilisation des eaux de la retenue (débit nominal d'équipement)
- *Vidange accidentelle du petit barrage.
- *Protection du chantier.

Le faible risque de crue importante pendant la période de construction permet généralement de définir des débits de même ordre de grandeur pour ces trois fonctions.

Le programme d'exécution des travaux devra être rigoureusement respecté tout le long du chantier.

La faible capacité d'évacuation de la conduite ne permettant pas, en général, d'évacuer des crues hivernales, il importe absolument que les travaux soient exécutés dans les délais prévus et toutes dispositions doivent être prises pour qu'aucun retard ne soit toléré au cours des différentes phases des travaux.

VIII.6.2. Exécution des ouvrages

a) Les fouilles - tranchées d'ancrage :

Le fond de la fouille sera soigneusement nettoyé et asséché de toute venue d'eau .les parties rocheuses seront décapées et nettoyées de tous débris de rocher altéré .

Si après décapage le substratum apparaît trop lisse, sa rugosité sera accrue par scarification ou piquage au marteau pneumatique. Dans le cas général, on arrosera le rocher en ayant soin de ne laisser se former aucune flaque d'eau avant la mise en place du remblai.

b) Le remblai en terre compactée :

L'exécution du remblai en terre compacté comprend les deux phases les plus importants du barrage en terre qui sont le prélèvement des matériaux en ballastières et le compactage du remblai.

Les matériaux argileuses brunes collationneuses provenant des zones d'emprunt dans laquelle a eu lieu des prélèvements des échantillons de sols, seront réutilisés pour le remblaiement de la digue.

Le compactage du remblai peut être réalisé à l'aide de dameurs mécaniques,de l'équipement de transport, de rouleaux à pneus avec des dispositifs vibrant ou le plus souvent de rouleaux à pied de moutons parfois remplacés par des rouleaux à grilles .

Dans notre cas de réalisation on opte pour rouleau à pied de mouton. Théoriquement ces rouleaux peuvent être calculés d'après les considérations sur l'énergie de compactage.

Le dispositif de nettoyage prévu pour détacher la terre qui s'accumule entre les pieds de rouleaux doit fonctionner dans les deux sens de marche.

c) La confection des filtres et des drains :

La granulométrie des matériaux des filtres est en fonction de la nature du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisé qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

Les matériaux sont disposés en couches de 20 cm d'épaisseur à partir de camions à bennes ou rétro chargeurs et sont compactés. Le mode de mise en oeuvre doit respecter l'homogénéité granulaire des matériaux des différentes couches de filtres.

d) Mise en œuvre de dispositifs d'étanchéité :

Lorsque la nature des terrains de la retenue ou celle des matériaux constitutifs de barrage ne permet pas d'obtenir une étanchéité suffisante, il y aura lieu de mettre en oeuvre des dispositifs de matériaux d'étanchéité dont les différents types ont été décrits. L'exécution d'un filtre drain sous-jacent au dispositif d'étanchéité est souvent nécessaire.

e) Protection des talus :

La crête est protégée par une couche des matériaux insensible à l'eau (un mélange gravier-bitume), bien compactés et résistant à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

f) Compactage :

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

VIII.7. Le devis estimatif :

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans le tableau suivant :

Tableau N°VIII.1 : Le devis estimatif et quantitatif

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
A	La digue				
1	Décapage	m ³	5307.70	160,00	849232.00
2	Remblai	m ³	80725.34	300.00	24217602.00
3	Déblai	m ³	1887.75	280,00	528570.00
4	Sable.	m ³	794.13	1300,00	1032369.00
5	Gravier.	m ³	1459.61	1300,00	1897493.00
6	Enrochement.	m ³	3930.71	2400,00	9433704.00
7	Gravier +bitume.	m ³	108.23	7000,00	757610.00
8	Tout-venant	m ³	987,92	1200,00	1185504.00
9	Béton armé	m ³	21.25	20000.00	425000.00
10	Béton propreté	m ³	21.25	6000.00	127500.00

B	Evacuateur de crue				
1	Déblai.	m ³	1963.52	300.00	589056.00
2	Remblai	m ³	1580.21	280.00	442458.00
3	Béton armé.	m ³	577.63	20000.00	11552600.00
4	Enrochement.	m ³	31.80	2400.00	76320.00
5	Béton propreté	m ³	51.20	6000.00	307200.00
C	Vidange de fond				
1	Déblai	m ³	358.50	300.00	107550.00
2	Remblai.	m ³	114.74	280.00	32127.20
3	Béton ordinaire	m ³	35,54	6000.00	213240.00
4	Conduite 400mm	ml	100	1500.00	150000.00
5	Vanne 400mm.	U	2	50000.00	100000.00
6	Béton propreté	m ³	232	6000.00	1392000.00
7	Béton armé.	m ³	232	20000.00	4640000.00
8	Enrochement	m ³	2232	2400.00	5356800.00
Montant global					65413935.00

VIII.8. La planification des travaux :

La concentration des opérations des travaux sur une courte période exige une organisation stricte de chantier et la mise à la disposition d'un parc de matériel dont les possibilités dépassent de 20% les cadences moyennes journalières calculées. Si pour les ouvrages modestes de volume de l'ordre de 100000 m³ de remblai au moins, les moyens disponibles de la plupart des entreprises autorisent une certaine élasticité des délais.

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidia.....

VIII.8.1 Détermination des délais des travaux :

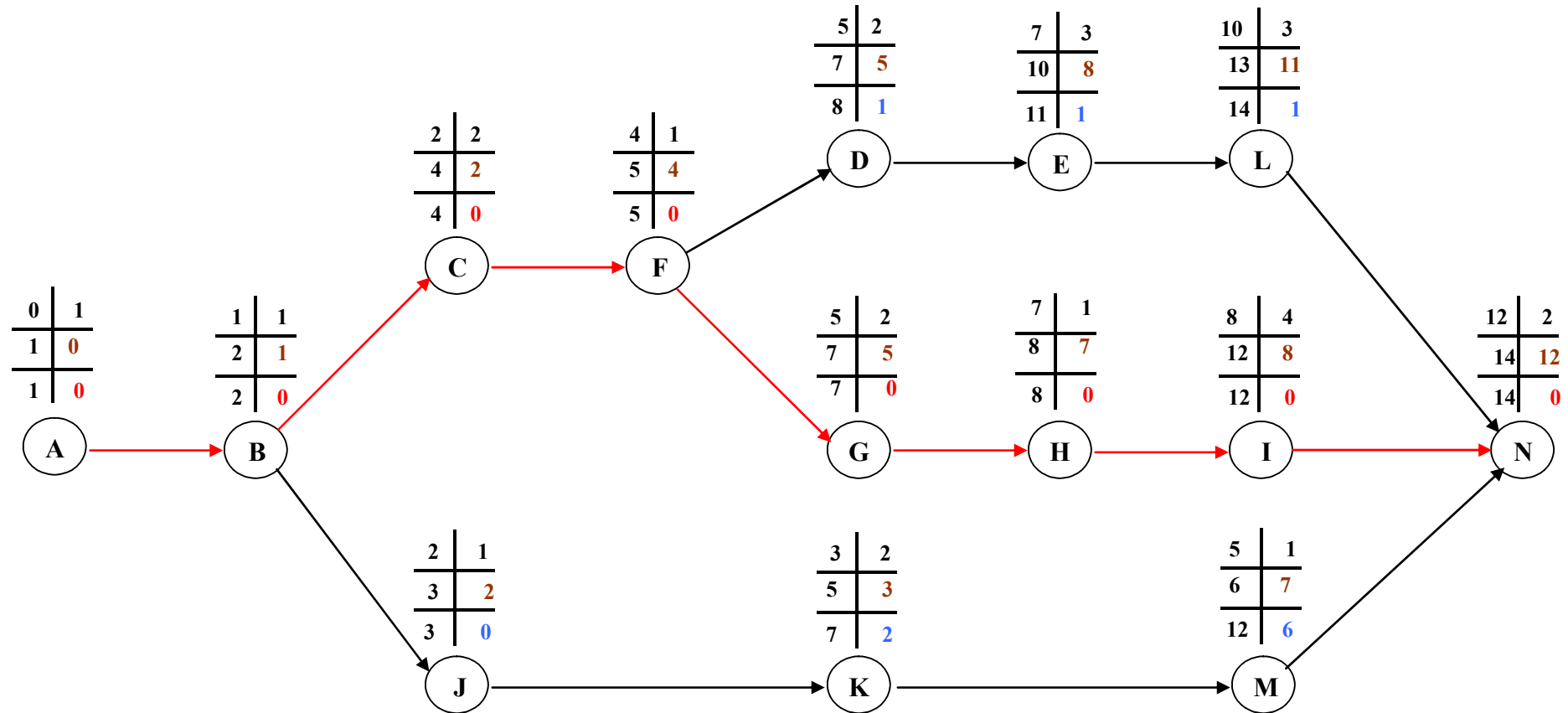
Chaque opération est affectée d'un délai de réalisation dans le tableau ci après :

Tableau N°VIII.2. : Symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Installation du chantier, implantation des axes des Murs et mise en place éventuelle des déviations de circulation.	A	1
Phase 02 : Construction de la dérivation provisoire du cours d'eau et Décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage	B	1
Phase 03 : Préparation des zones d'emprunt.	C	2
Phase 04 : Déboisement et défrichage de la cuvette	D	2
Phase 05 : Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel	E	3
Phase 06 : Mise en place de la conduite de prise d'eau et de vidange de fond	F	1
Phase 07 : Approvisionnement des matériaux filtrants	G	2
Phase 08 : Mise en place du système de drainage horizontal.	H	1
Phase 09 : Exécution du remblai et exécution simultanée du dispositif de filtre vertical.	I	4
Phase 10 : Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions	J	1
Phase 11 : Génie civil de l'évacuateur de crues.	K	2
Phase 12 : Mise en place de revêtement de talus.	L	3
Phase 13 : Mise en place des équipements hydromécaniques.	M	1

<p>Phase 14 : Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagement des abords.</p>	<p>N</p>	<p>2</p>
--	----------	----------

Fig N°VIII.01 : Réseau nœuds



VIII.9. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

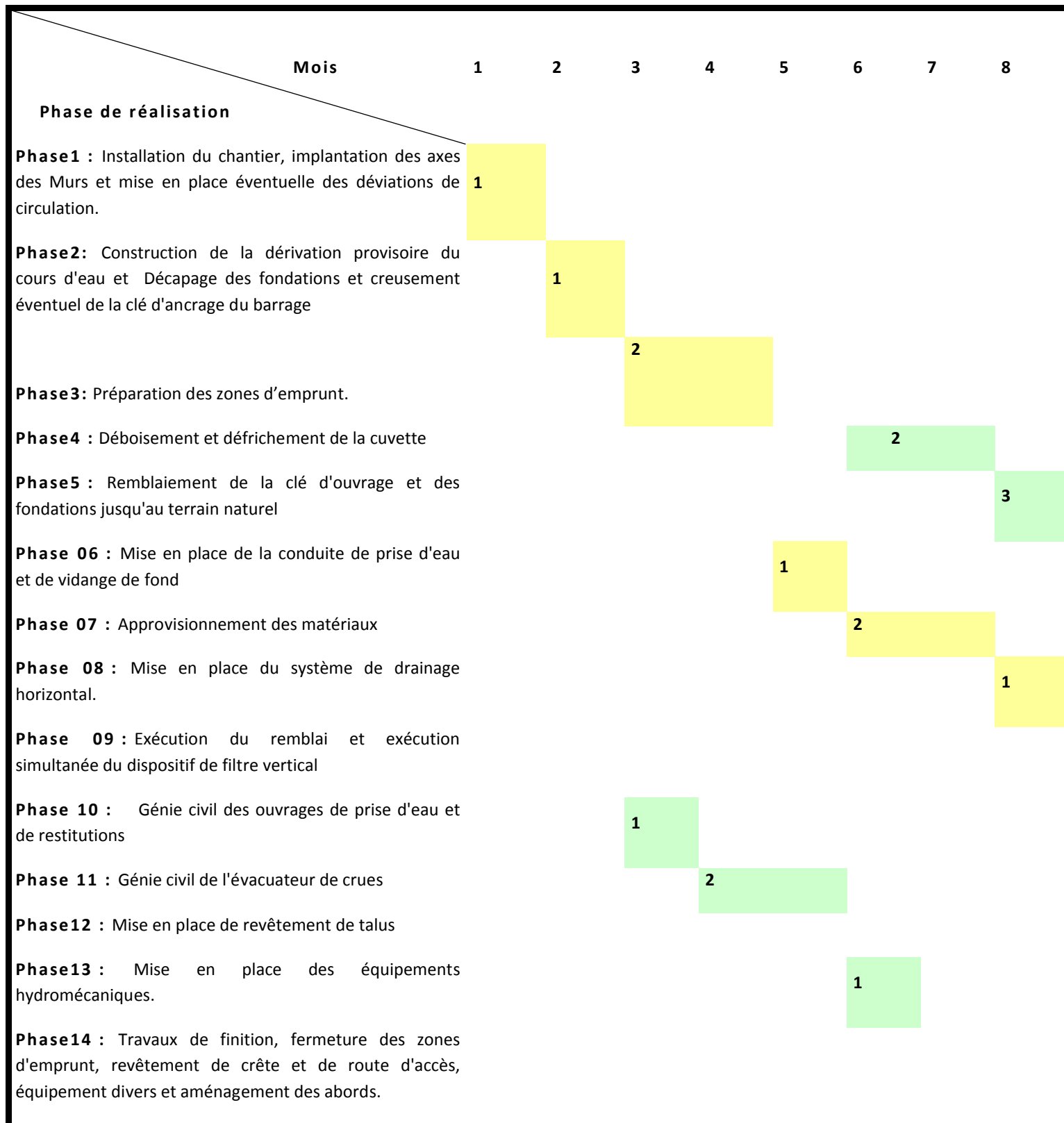
Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau N°VIII.3. : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	8	1
E	3	7	10	8	11	1
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	5	7	0
H	1	7	8	7	8	0
I	4	8	12	8	12	0
J	1	2	3	2	3	0
K	2	3	5	3	7	2
L	3	10	13	11	14	1
M	1	5	6	7	12	6
N	2	12	14	12	14	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire d'oued djaida est égal à 14 mois.

Tableau N° VIII.4. : Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire sur oued Djaidia



Introduction :

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

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise .il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlements dits « de sécurité ».leur utilité est incontestable. (V.AMBARTSOUMIAN ,1994).

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

IX.1. Conditions dangereuses dans le chantier :

- ✓ Installation non protégée ou mal protégée.
- ✓ Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- ✓ Matière défectueuse.
- ✓ Protection individuelle inexistante.
- ✓ Défauts dans la construction.
- ✓ Mauvaise disposition des lieux.
- ✓ Stockage irrationnel.
- ✓ Eclairage défectueux.
- ✓ Facteur d'ambiance impropre.
- ✓ Conditions climatiques défavorables.

IX.2. Actions dangereuses :

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidia.....

- ✓ Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- ✓ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ✓ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ✓ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ✓ Imprudence durant le travail.
- ✓ Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ✓ Plaisanter ou se quereller.
- ✓ Adopter une position peu sûre.

IX.3. Mesures préventives :

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

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

IX.4. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau N° (IX.1) : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en

matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

Conclusion :

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier la faisabilité d'une retenue collinaire sur l'oued de DJAIDIA dans la wilaya de TIARET qui est destiné à l'irrigation.

On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction ensuite on a étudié l'hydrologie de la région pour voir si le réservoir se remplira ou pas en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observation.

Le choix de la variante a été fait en fonction des sols avoisinant et on a opté pour une digue homogène vu la disponibilité suffisante des sols fins et vu sa simplicité de la réalisation.

La dérivation de la crue de chantier sera assurée par une conduite en acier de 400mm de diamètre qui jouera le rôle de l'ouvrage de vidange de fond en phase d'exploitation du barrage.

Des calculs technico-économiques ont été faits pour choisir toujours l'optimum et faire le choix le plus économique pour la largeur de l'évacuateur de crues et la digue.

Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort et de diamètre 250 mm.

Le calcul de la stabilité de la digue est vérifié et sera établir par deux méthode manuellement par la méthode de FELLENIUS et par logiciel **GEOSLOPE** (méthode de BISHOPE).

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidia.....

[1] : **TOUAIBIA B.**

(Cours d'Hydrologie 3^{ème} Année et Régularisation des débits 4^{ème} année).

[2] : **M DUNGLAS**

(cours d'ouvrage d'art 1^{er} 2^{ème} et 3^{ème} partie)

[3] : **HASSANE M.**

(Cours d'ouvrage hydrotechnique 5^{ème} Année ENSH- 2005).

[4] : **M.HEBAL AZIZ**

(Mémoire de fin d'étude – Promotion 1999-2000).

[5] : **R.ROLLEY -Ministère de l'agriculture.**

(Techniques des barrages en aménagement rural -1974).

[6] : **GHOMRANI Rabiee**

(Mémoire de fin d'étude – Promotion 1999-2000).

[7] : **VOLKOV.V**

(Guide de la thèse de fin d'études -1986).

[8] : **LENCASTRE.A**

.....Dimensionnement et conception d'un petit barrage sur l'oued djaidia.....

(Hydraulique générale, EYROLLES-1999).

[9] : BENLAOUKLI.B

(Cours d'O.D.C 4^{ème} et 5^{ème} année-2005).

[10] : AMBARTSOUMIAN.V

(Recommandations méthodologiques -1994).

[11] : REGLES PARASISMIQUE ALGERIENNES

RPA99/VERSION 2003

[12] : M.Hassane

Guide méthodologique de calcul hydraulique de

l'évacuateur de crue à entonnement frontale »

'Ecole nationale supérieure de l'hydraulique

Blida 1995'.

[13] : J-M DURAND

(Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale»

'Edition Cemagref '.)

[14]: M.CARLIER

(Hydraulique Générale et appliquée »

'Edition Eyrolles. Paris')

[15]: GERARD PHILIPPONNAT ET BERTRAND HUBERT

(Fondations et ouvrages en terre)

[16]: C.I.G.B (Bulletin 53 (1986)

(CALCUL STATIQUE des barrages en remblai)

[17]: Jean-Louis DURVILLE et Gilles SÈVE

(Stabilité des pentes)

[18]: Documentation sur LOGICIEL SAP 2000

[19]: Rodríguez , Bernardo A.

PROCÉDURES MÉTHODOLOGIQUES POUR L'EXÉCUTION

DES ÉTUDES DE RETENUES COLLINAIRES ET PETITS BARRAGE

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	MA
1976	0.1	1.9	56.6	53.9	27.1	57.6	53.7	92.1	2.1	12.3	7.3	0.5	92.
1977	0.9	3.2	76.5	56.6	73.2	0.4	66.0	45.7	17.8	7.1	0.0	0.1	76.
1978	10.0	11.5	5.0	44.0	135.9	69.0	52.8	42.7	27.3	4.9	32.4	0.0	135.
1979	21.0	58.9	127.4	43.8	131.2	87.4	114.9	14.9	53.1	5.6	1.0	23.6	131.
1980	5.5	35.7	26.8	17.5	72.7	171.7	137.4	61.5	15.3	67.7	0.0	0.2	171.
1981	17.9	3.5	2.5	87.9	1.2	77.7	87.8	83.0	4.4	29.5	0.0	0.0	87.
1982	6.3	46.8	44.4	0.0	22.4	49.3	163.5	30.4	53.9	17.4	1.0	2.0	163.
1983	0.7	2.0	73.7	36.9	33.1	191.4	34.7	40.8	56.1	15.7	3.7	74.7	191.
1984	12.0	0.0	0.0	67.8	56.5	24.5	29.2	36.8	63.2	20.8	4.8	0.0	67.
1985	0.4	7.8	63.8	30.3	86.5	13.3	37.7	42.9	36.6	0.8	0.0	0.0	86.
1986	0.0	80.7	25.3	23.9	53.9	97.4	64.9	59.3	2.7	8.5	0.0	0.0	97.
1987	18.5	49.8	37.7	51.0	30.3	31.7	108.8	63.2	23.4	1.0	0.0	0.0	108.
1988	39.4	16.4	23.1	97.9	19.7	42.5	29.9	52.1	22.0	1.6	0.0	0.0	97.
1989	2.2	2.9	0.2	27.6	43.8	64.1	14.2	55.8	24.7	0.1	0.1	0.8	64.
1990	0.0	48.4	69.8	56.4	0.0	11.0	16.4	12.9	4.4	0.0	1.5	1.0	69.
1991	0.0	2.5	41.6	37.9	27.7	35.0	41.6	21.1	42.7	21.0	0.0	0.5	42.
1992	8.5	11.5	29.5	37.0	70.8	10.0	55.3	9.8	42.9	0.0	0.0	0.0	70.
1993	18.7	12.2	32.7	30.6	86.7	93.6	91.9	19.1	5.2	13.7	0.5	5.0	93.
1994	30.2	38.9	16.1	35.4	62.3	56.8	12.4	0.1	4.6	3.7	14.5	1.5	62.
1995	8.1	34.3	56.8	26.1	46.3	19.2	19.6	29.0	25.7	22.2	0.0	0.0	56.
1996	1.0	23.6	31.7	30.8	13.2	21.5	57.0	37.5	54.7	53.7	2.5	24.8	57.
1997	21.6	4.0	16.0	19.4	69.1	0.0	14.4	53.9	22.8	3.4	0.0	10.2	69.
1998	23.7	2.3	25.6	54.0	16.1	49.6	120.4	7.6	9.1	4.5	1.5	7.7	120.
1999	9.5	30.6	40.2	38.2	43.5	12.8	42.9	39.7	33.9	17.6	14.0	11.8	43.
2000	1.8	23.3	27.3	15.2	2.8	16.6	6.7	39.3	20.8	1.0	0.3	11.2	39.
2001	31.4	17.6	36.0	40.0	46.0	62.7	4.2	27.9	4.8	0.0	0.0	0.0	62.
2002	44.8	46.0	28.0	5.9	47.7	6.6	63.7	21.4	2.5	9.8	0.0	8.2	63.

2003	15.7	47.7	32.1	31.9	63.7	112.0	50.6	68.5	36.9	43.9	34.1	6.2	112.
2004	5.7	30.4	4.4	30.7	74.5	9.8	0.0	83.5	17.4	0.0	0.0	28.6	83.
2005	65.9	23.1	122.8	50.1	19.7	25.4	13.5	54.0	90.8	0.0	0.0	3.0	122.
2006	1.4	8.6	9.5	30.1	80.0	42.3	66.9	0.0	9.7	0.0	0.0	4.1	80.
2007	34.6	37.3	35.9	67.4	1.3	0.0	12.1	0.0	17.3	0.0	2.0	0.6	67.
2008	13.3	45.4	66.9	22.6	76.8	65.0	4.6	45.0	6.4	0.0	0.0	0.0	76.
2009	29.2	11.4	80.4	28.0	8.3	4.9	41.1	31.3	45.6	0.0	0.0	9.9	80.
ENNE	14.7	24.1	40.2	39.0	48.4	48.0	50.9	38.9	26.5	11.4	3.6	6.9	

