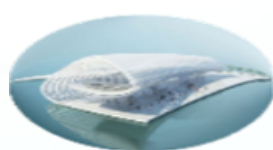


République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud MAAMERI Tizi-Ouzou



†.ΘΛ.ΠΞΤΗΓ°Η°Λ.†ΓΗ.Γ°Ο



*Faculté du Génie de
la Construction*

Département de Génie civil



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

HANDI Mohand Ouamer

GHEZALI Amar

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en Hydraulique

Option : Ouvrages Hydrauliques

INTITULE :

**Contribution à l'étude de dimensionnement
hydrologique du barrage**

BOUNACHI (TIZI-OUZOU)

Présenté devant les jurys le 23 / 03 / 2021, composé de :

Président : **Mr GABI Smail**

Examineur : **Mr DEHMOUS Hocine**

Promoteur : **Mr KHATTAOUI Mohammed**

Co-Promoteur : **Mr HADJ HAMOU Ameziane**

Année Universitaire : **2019/2020**

REMERCIEMENT

Avant tout, on remercie le Dieu de nous avoir accordée le courage et la patience pour pouvoir accomplir ce rapport de fin d'étude.

A nos chers parents et à nos familles pour lesquels on est largement redevables pour tout le succès durant toutes ces années.

Notre reconnaissance va plus particulièrement à notre promoteurs Mr. M. KHATTAOUI et notre co-promoteurs monsieur A. HADJ HAMOU pour le soutien, l'aide et l'orientation qu'ils nous ont apporté, et pour leurs contributions à l'élaboration de ce travaille et à notre formation durant les années de spécialités.

On adresse aussi nos remerciements à monsieur BENNADECH et tous les travailleurs de la direction des ressources en eau de Tizi-Ouzou, et monsieur BEKHTA chef de département d'étude des barrageset l'ensemble des personnels de L'ANBT (Agence national des barrages et transferts).

On remercie le président et les membres du jury qui nous feront l'honneur de Juger notre travail.

Enfin, à tous ceux qui nous ont soutenu de près ou de loin on leurs dis merci.

M.HANDI
A. GHEZALI



Dédicaces

Merci à dieu, à qui je dois tout, d'avoir guidé mes pas et de m'avoir donné la volonté pour accomplir ce mémoire.

J'ai le plaisir de dédie ce modeste travail a :

Mes grands-parents, qui ont œuvré dans ma réussite par leurs sacrifices et leurs assistances et leurs présences dans ma vie, et tout le mérite leurs revient pour tout ce que je suis aujourd'hui.

Mes parents, deux personnes les plus chers à mon cœur qui mon soutenue et inculquer tous ce que je sais tout au long de ces années, Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutient permanent venu de vous.

Mon oncle, qui a été le grand frère qui n'a pas cessé d'être à mes coter, un exemple de persévérance, de courage et de générosité, un grand merci aussi à sa femme.

Mes deux frères Brahim et Salim pour leurs soutiens, ma Sœur Lynda qui m'a toujours poussé et motivé à y allé de l'avant.

Mes deux chers Cousins : Syfax et Aldjia

A celui qui a collaboré avec moi dans ce travail mon collègue Amar Ghazali.

A mes chers amis qui m'ont soutenu pendant mon cursus universitaire en particulier :

Hocine, Mounira ,Nadir ,Sofiane .S, Yanis, et Sofiane .M

Et en fin à tous qui m'ont aidé et œuvrer de près ou de loin à l'élaboration de ce travail. Toute ma gratitude pour ceux que je n'ai pas pu porter leurs noms.

M.HANDI





Je dédie ce modeste travail à :

- *A la personne la plus cher à mon cœur ma Très cher mère qui ma soutenue et inculquer tous ce que je sais tout au long de c'est année dieux nous la garde.*
- *Aux sources d'inspiration et qui sont mon très chers frères et sœurs en particulier, et tous mes proches.*
- *A celui qui a collaboré avec moi dans ce travail mon collègue et cher amie M.HANDI.*
- *A mes chers amis qui m'ont soutenu pendant mon cursus universitaire En particulier à HOCINE, AMIR, SAMIR, RASSEM, SOFIENE,*
- *A mes chers nièces et neveux*
- *Aux étudiants du département, et surtout aux étudiants de ma promotion*
- *Et en fin à tous qui m'ont aidé et œuvrer de près ou de loin à l'élaboration de Ce travail.*
- *Toute ma gratitude pour ceux que je n'ai pas pu porter leurs noms*

A. GHEZALI



Liste des figures

Chapitre I : Aperçu sur l'étude géologique, géotechnique, hydrogéologique, et de sismisme

Figure (I.1) : Extrait de la carte géologique de l'Algérie à l'échelle 1/50000, feuille 24 (Fort national)

Figure (I.2) coupe géologique BB' de L'oued de Rabta

Chapitre II : Présentation physique du bassin versant et collecte des données

Figure (II.1) : Situation géographique du barrage de BOUNACHI

Figure (II.2) : Situation géographique du site du barrage de BOUNACHI

Figure (II.3) : Bassin versant du barrage de BOUNACHI

Figure (II.4) : Emplacement des stations pluviométriques par rapport au bassin versant

Figure (II.5) : Polygone de Thiessen sur le bassin versant de BOUNACHI

Figure (II.6) : variation de l'évaporation pour une année hydrologique

Figure (II.7) : Variation de la température durant une année

Figure (II.8) : Courbe hypsométrique du bassin de BOUNACHI

Figure (II.9) : Le réseau Hydrographique Du bassin versant de BOUNACHI

Figure (II.10) : réseau de drainage par ordre de Strehler du bassin versant de BOUNACHI

La figure (II.11) : Plan altimétrique du Bassin versant de BOUNACHI

Figure (II.12) : profil en long du talweg principal de BOUNACH

Figure (II.13) la couverture végétale sur le bassin versant de BOUNACHI

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure (III.1) : présentation du bassin versant de BOUNACHI sur la carte de pluviométrique de l'ANRH

Figure (III.2) : courbe empirique des fréquences

Figure (III.3) : tracé de la droite de Henry

Figure (III.4) : polygone et histogramme des fréquences

Figure (III.5) : variation des pluies mensuelles

Figure (III.6) : La fonction $\alpha = F(K_p)$

Figure (III.7) : Courbe empirique des fréquences de l'écoulement annuel

Figure (III.8) : Hydrogrammes de crues pour les différents périodes de retour

Figure (III.9) : Hydrogramme de crue (1000 ans)

Chapitre IV : Etude de Régularisation et laminage des crues

Figure (IV.1) : Courbe hauteur- capacité

Figure (IV.2) : Courbe des altitudes en fonction des surfaces

Figure (IV.3) : courbe des surfaces en fonction des volumes

Figure (IV.4) : détermination du coefficient d'auto-corrélation

Figure (IV.5) : Projection du volume mort sur les altitudes

Figure (IV.6) : Projection du volume moyen sur l'axe des surfaces

Figure (IV.7): Projection du volume total sur l'axe des altitudes

Figure (IV.8) : Laminage des crues pour différents largeurs du déversoir : $h_d = f(Q, q)$

Figure (IV.9) : Laminage des crues en fonction de volume ; $V = f(Q, q)$.

Figure (IV.10) : Laminage des crues par la méthode Step By Step (b=15m).

Figure (IV.11) : Laminage des crues par la méthode Step By Step (b=17m).

Figure (IV.12) : Laminage des crues par la méthode Step By Step (b=20m).

Figure (IV.13) : les différents niveaux du barrage Bounachi

Liste des tableaux

Chapitre II : Présentation physique du bassin versant et collecte des données

Tableau (II.1) Caractéristiques morphologiques du bassin versant de BOUNACHI

Tableau (II.2) : Altitude et coordonnées des stations pluviométriques

Tableau (II.3) : Evaporation mensuelle

Tableau (II.4) : Température moyenne mensuelle

Tableau (II.5) : Répartition par tranche d'altitude de la surface du bassin de BOUNACHI

Tableau (II.6) : Les données altimétriques pour déterminer la pente moyenne du thalweg de BOUNACHI

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau (III.1) : pluies annuelles

Tableau (III.2) : résultats du calcul des fréquences

Tableau (III.3) : Ajustement de la loi normal

Tableau (III.4) : Tableau des fréquences

Tableau (III.5) : calculs du test du KHI-DEUX (X^2)

Tableau (III.6) : pluies moyenne mensuelles de la région

Tableau (III.7) : valeur de EMI avec les différentes méthodes

Tableau (III.8) : résultats l'écoulement fréquentiel et le volume d'écoulement fréquentiel

Tableau (III.9) Répartition mensuelle de l'écoulement fréquentiel

Tableau (III.10) : Tableau récapitulatif de calcul

Tableau (III.11) : Récapitulatif des résultats

Tableau (III.12) : Temps de concentration estimé par différentes formules

Tableau (III.13) : temps de concentration pour différentes fréquences

Tableau (III.14) : temps de concentration pour différentes fréquences

Tableau (III.15) : Estimation des pluies de courte durée pour différentes fréquences

Tableau (III.16) : Résultats de calcul de la lame d'eau écoulée

Tableau (III.17) : ruissèlements pour différentes fréquences

Tableau (III.18) : Les valeurs des temps T_c , T_0 , T_m , T_d et T , pour les différentes fréquences (P%)

Tableau (III.19) : Les résultats de calcul du débit maximum de la crue

Tableau (III.20) : Les débits maximum trouvés par la méthode de Mallet-Gautier

Tableau (III.21) : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

Tableau (III.22) : la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB)

Chapitre IV : Etude de Régularisation et laminage des crues

Tableau (IV.1) : données bathymétriques 73

Tableau (IV.2) : Besoin mensuel en irrigation et en AEP

Tableau (IV.3) : écoulement moyen mensuelle de BOUNACHI

Tableau (IV.4) : Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de h_d et b .

Tableau (IV.5) : résultats des intersections des courbes

Tableau (IV.6) : Calcul de débit laminé pour $b=15m$

Tableau (IV.7) : Calcul de débit laminé pour $b=17m$

Tableau (IV.8) : Calcul de débit laminé pour $b=20m$

Tableau (IV.9) : résultats trouvé par la méthode step by step

Tableau (IV.10) : Résultats de calcul de la revanche due aux vagues

Liste des symboles

H_{moy} : altitude moyenne de bassin versant en (m)
 S_i : Surface comprise entre deux courbes de niveau (km^2).
 H_i : Altitude moyenne entre deux courbes (m).
 H_{max} : L'altitude maximale du cours d'eau principal (m).
 S : Superficie (Km^2).
 P : Périmètre (Km).
 L_{ce} : Longueur du talweg principal (Km) .
 I_c : Pente moyenne du cours d'eau (‰).
 P_{moy} : Pluie moyenne (mm).
 E : Écoulement moyen interannuel (mm).
 $P(\%)$: Fréquence empirique de l'échantillon.
 m : Rang de la variable dans la série classée.
 n : Nombre d'années d'observation.
 C_v : Le coefficient de variation.
 C_s : Le coefficient d'asymétrie.
 K_i : Module d'écoulement comme le rapport.
 $E_{p\%}$: Écoulement fréquentiel d'une fréquence donnée (mm).
 t_c : Le temps de concentration (h).
 v_c : La vitesse de concentration de la phase maximale de la crue (Km/h).
 H_{moy} : L'altitude moyenne du bassin versant (m).
 H_{min} : L'altitude minimale du bassin versant (m).
 $P_{\text{max}, j}$: lame de pluie journalière d'une fréquence $P\%$ (mm).
 $U_{p\%}$: Constante de Gauss qui correspond à une fréquence donnée.
 $P_{j, p\%}$: lame de pluie journalière d'une fréquence $P\%$ (mm)
 $\alpha_{tc, p\%}$: Le coefficient d'écoulement.
 $P_{tc, p\%}$: lame d'une pluie de courte durée au temps de concentration (mm)
 $C_{p\%}$: Coefficient d'écoulement estimé sur la base des études régionale, elle est
 $C_{50\%}$: Le coefficient climatique moyen d'écoulement.
 $a_{tc, p\%}$: Le coefficient climatique qui caractérise le ruissellement.
 $U_{p\%}$: La constante de Gauss qui correspond à une fréquence $P\%$.
 $P_{tc, p\%}$: lame d'une pluie de courte durée (mm).
 $\alpha_{tc, p\%}$: Le coefficient d'écoulement.
 $V_{p\%}$: Le volume de la lame écoulée (m^3).
 T_0 : Durée de ruissellement (h).
 $P_{j, p\%}$: La lame de pluie journalière d'une fréquence $P\%$ (mm)
 T_0 : Durée de ruissellement (h)
 $L_{e, p\%}$: La lame écoulée dans le bassin versant (mm).
 b_m : Coefficient de forme de l'hydrogramme de la crue.
 T : Le temps de base de la crue (h).
 Q_m : Débit instantané de la montée (m^3 / s).
 Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3 / s).
 T_d : Le temps de décrue (h)

T : le temps de la base (h).

T_m : Le temps de monté (h).

E80% : Ecoulement fréquentiel a 80%

w_{besoins} : Volume d'eau pour l'irrigation m^3 .

β_s : Composante saisonnière du volume utile ;

β_{Plu} : Composante pluriannuelle du volume utile ;

E_0 : Ecoulement moyen interannuel.

E_s : Apport solide moyen annuelle en suspension

A_s : transports solides en suspension

α : coefficient de régularisation

V_u : Volume utile (m^3).

V_m : Volume mort (m^3).

Q_l : Débit de laminage (m^3/s).

h_d : Charge hydraulique au-dessus du déversoir où la lame laminé (m).

b : Largeur du déversoir (m)

m : Coefficient du débit, avec, $m=0.49$.

V_c : Volume de la crue (m^3)

Liste des abréviations

Arg : Argile

ANRH : Agence Nationale des Barrages et Transferts.

APD : avant projet détaillé

EMI : Ecoulement Moyen Interannuel.

ETI : Evapotranspiration moyenne interannuelle

PMI : Précipitations Moyennes interannuelles.

AEP : Alimentation en eau potable

NVM : Niveau du Volume Mort.

NNR : Niveau Normal de la Retenue.

NPHE : Niveau des Plus Hautes Eaux.

VPHE : volume des plus hautes eaux

ETP : Evapotranspiration potentiel

CTN : cote de terrain naturel

CNAGB : Comité national australien des grands barrages

Table des matières

Introduction générale.....1

Chapitre I : Aperçu sur l'étude géologique, géotechnique, hydrogéologique, et de sismicité

Introduction	5
I.1 Aperçue sur l'Etude géologique :.....	5
I.1.1 GEOLOGIE REGIONALE	5
I.1.2 LITHOLOGIE ET STRATIGRAPHIE :.....	6
I.1.3 TECTONIQUE :.....	8
I.1.4 ETUDE GEOLOGIQUE DE LA CUVETTE DE RETENUE.....	8
I.2 ETUDE GEOTECHNIQUE SUR LE SITE D'IMPLANTATION DU BARRAGE	11
I.2.1 APERCU DE GEOTECHNIQUE	11
I.2.2 Caractéristiques géotechniques du sol au site du barrage.....	13
I.3 CARACTERISTIQUES HYDROGEOLOGIQUES.....	14
I.4 SEISMICITE	15
I.5 EFFETS SUR L'ENVIRONNEMENT.....	15
Conclusion	16

Chapitre II : Présentation physique du bassin versant et collecte des données

Introduction :	19
II.1 Description du site de barrage :	19
II.1.1 Situation géographique du site :	19
II.1.2 Choix de l'axe du barrage :	20
II.1.3 Bassin versant oued Rabta :.....	20
II.2 Collecte des données cartographiques et hydro-climatiques	22
II.2.1 Collecte des données cartographiques :.....	22
II.2.2 Collecte des données pluviométriques et pluviographiques.....	23
II.2.3 Collecte des données d'évaporations.....	24
II.2.4 Collecte des données de températures.....	25
II.3 Détermination des caractéristiques : surface, longueur du thalweg	26
II.3.1 Détermination de la surface du bassin versant de BOUNACHI.....	26
II.3.2 Détermination des caractéristiques cartographiques et morphologiques et physiographiques du bassin versant :	26
Conclusion.....	39

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction	42
III.1 Etude de l'écoulement d'eau moyen interannuel et saisonnier	42
III.1.1 Le bilan hydrologique.....	42
III.1.2 Etude climatique.....	42
III.2 Etude des écoulements	53
III.2.1 Estimation de l'écoulement moyen inter annuel	53
III.2.2 Caractéristiques de l'écoulement moyen	55
III.2.3 Etude des écoulements fréquents.....	56
III.2.4 Analyse fréquentielle.....	58
III.3 Les apports solides :	61
III.4 Etude des crues.....	63
III.4.1 Estimation des débits maximums	63
III.4.2 Estimation des débits maximums des crues pluviales	68
III.4.3 Hydrogramme de crue :	70
Conclusion.....	75

Chapitre IV : Etude de Régularisation et laminage des crues

Introduction	78
IV.1 Etude de régularisation de l'écoulement	78
IV.1.1 Courbe caractéristique de la retenue.....	78
IV.1.2 Estimation des besoins en irrigation et en AEP.....	80
IV.1.3 Choix de type de régularisation	81
IV.1.4 Régularisation interannuelle.....	81
IV.2 Laminage des crues	87
IV.2.1 Méthode de Kotcherine	87
IV.2.2 Méthode « step by step » :	89
□ Choix de débit laminé :	96
IV.2.3 Calcul de la revanche.....	97
IV.3 Calcul de la hauteur totale du barrage :	98
IV.3.1 Schéma synoptique des différentes hauteurs d'eau dans le barrage	99
Conclusion.....	100
Conclusion Générale.....	101

Introduction générale

Introduction Générale

Introduction Générale

L'eau est un élément indispensable, qui permet à l'être vivant de satisfaire ces propres besoins. Elle est aussi nécessaire pour assurer simultanément les besoins en eau potable de la population, de l'industrie et de l'irrigation.

Cependant, le manque de cette ressource ou de cet élément présente un problème majeur dans le monde entier ; ce manque est dû à la croissance démographique qui a engendré une grande demande en eau potable, à la mauvaise gestion des ressources disponibles, au réchauffement de la terre et au changement climatique.

Parmi les solutions qui peuvent lutter contre ces problèmes et assurer les besoins pour l'être vivant en général et l'être humain en particulier, on trouve la construction des barrages, qui est un ouvrage d'art construit au travers d'un cours d'eau principal, et destiné à en retenir l'eau par la création d'un lac artificiel. Il existe plusieurs types de barrages, dont les barrages poids, les barrages en remblai, les barrages voutes, barrages à contrefort ou multi voûtes, etc.

Les barrages existent probablement depuis la préhistoire (réserve d'eau potable, irrigation, piscicultures, etc.). On peut citer par exemple, le plus ancien barrage connu, fut construit dans la vallée de Garawi en Egypte vers 3000 av-J-C d'une longueur de 115m, le plus grand barrage du monde, celui des Trois Gorges en Chine ou le plus haut barrage, celui de Grand Dixence en Suisse. On peut citer aussi d'autres grands barrages comme Hoover aux Etats Unis, Inga sur le Congo et le barrage d'Assouan sur le Nil en Egypte.

Le secteur hydrique en Algérie compte 94 barrages et 5 autres en cours de réalisation, répartis sur tout le territoire national, qui relèvent du Ministère des Ressources en Eau et de l'Environnement (MRE). Les prévisions du secteur à l'horizon 2030 sont de 139 barrages. Ces barrages sont des retenues d'eau qui dépendent des 48 Directions de Wilayas des Ressources en Eau et de l'Hydraulique en Algérie, et qui sont gérées par l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT). L'exploitation de l'eau potable de ces barrages est effectuée par l'Algérienne des Eaux (ADE)

Dans la wilaya de Tizi-Ouzou, plusieurs barrages sont en phase d'étude de faisabilité. Parmi ces barrages, on site celui de Bounachi sur l'oued de Rabta dans la région de Mekla, dont l'étude a été effectuée par les deux bureaux d'étude Serbe (ENERGOPROJEKT

Introduction Générale

HIDROINZENJERING) et portugais (COBA). Ce barrage est destiné à l'alimentation en eau potable, à l'irrigation des terres du moyen Sébaou et à l'alimentation en eau industrielle.

Notre travail consiste à contribuer au dimensionnement hydrologique du barrage Bounachi à partir des données récoltées au niveau de l'ANBT. Ce travail est constitué de quatre chapitres : on effectuera une présentation de l'étude géologique, géotechnique, hydrogéologique, et de sismicité dans le premier chapitre, puis une présentation physique du bassin versant et une collecte de données dans le deuxième chapitre. L'étude hydrologique constitue le troisième chapitre, et on termine enfin avec un chapitre sur l'étude de régularisation et laminage des crues. Une conclusion générale clôture notre travail.

Chapitre I

Aperçu sur l'étude
géologique, géotechnique,
hydrogéologique, et de
sismicité

Introduction :

Dans ce chapitre on présente l'étude géologique et géotechnique et de sismicité et l'effet de la réalisation de ce barrage et la création de la retenue de BOUNACHI sur l'environnement, ces études nous les avons collectés comme donnée au niveau de l'agence national des barrages et transfert (ANBT).

I.1 Aperçue sur l'Etude géologique :

I.1.1 Géologie régionale

L'analyse des documents géologiques existants et les reconnaissances du terrain effectuées pour les besoins de l'Etude de faisabilité permettent d'avoir une idée du contexte géologique régional. Les rapports lithostratigraphiques sont figurés dans la **figure (I.1)** qui représente l'extrait de la carte géologique régionale, - Feuille List Fort National -.

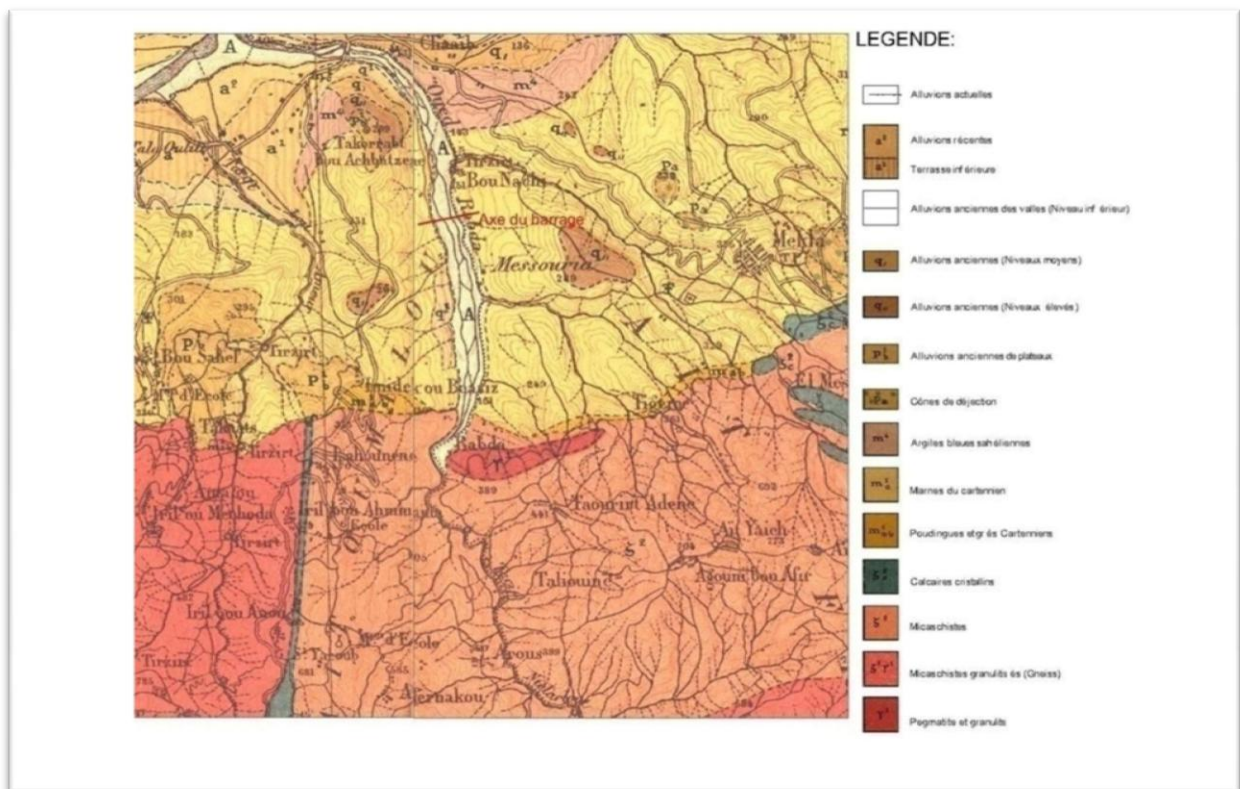


Figure (I.1) : Extrait de la carte géologique de l'Algérie à l'échelle 1/50000, feuille 24 (Fort national)

Les informations sur la géologie du terrain sont citées dans le texte qui suit :

I.1.2 Lithologie et stratigraphie :

TERRAINS AZOÏQUES

X Schistes et phyllades constituent la majeure partie de la ceinture de l'Est et du Sud du massif ancien, puissantes assises assez homogènes, d'un gris d'ardoise, souvent brillantes, passent insensiblement aux schistes micacés.

Xc Calcaires cristallins bleuâtres, micacés, rares dans les schistes.

X ζ^2 Schistes micacés, de texture assez variable, occupent une grande partie de la région de Michelet (Aït-Yahia, Aït-Menguellet) et s'étendent vers l'Ouest, dans les Aït-Yenni.

X γ^1 Schistes granulitisés (Gneiss) ; zones de gneiss glanduleux dans les schistes X, résultant d'un métamorphisme plus ou moins intense, en rapport avec des filons de granulite, ou de pegmatite, souvent décomposés.

ζ_0^2 Calcaires cristallins, marmoréens, blancs, distribués en bandes étroites dans les micaschistes et les gneiss (zone de Fort-National – L'Arbaa Naït Irathen), forment des masses rocheuses puissantes au-dessus de Djemà Sahridj (Aït Fraoucen). Ces calcaires, parfois à grands cristaux, renferment de petits éléments de pyrite, de graphite, etc.

ζ^2 Micaschistes, à mica noir ou à mica blanc, sont développés dans une large zone sur la partie Nord du massif, et passent sensiblement à :

$\zeta^2\gamma^1$ Micaschistes granulitisés (Gneiss), feuilletés ou glanduleux, résultant, avec toutes les modifications intermédiaires, de l'injection des granulites et pegmatites. Ces roches gneissiques sont souvent décomposées à la surface (Beni-Raten), et se relie à :

$\gamma^1 \zeta$ Granulite gneissique, roches plus compactes correspondant au voisinage des filons de :

γ^1 Granulite et pegmatite, qui forment des amas assez puissants (Fort National, Ait Khelili) ou larges filons.

Terrains sédimentaires

m_{a-b}^1 Poudingues et grès cartenniens, plus ou moins grossiers, grisâtres, en étroite bordure au massif ancien, présentent des interruptions, dues à de petites failles et sont le plus souvent masqués par les éboulis et cônes de déjection anciens. Les poudingues sont formés des éléments des roches du massif ancien.

m_0^1 Marnes du Cartennien, dures, couchoïdes, formant dans les ravinements des talus rigides ; la surface, aux ondulations mamelonnées, dénudées, se distinguent de celles du Sahélien par une teinte jaunâtre, et par des plaquettes de grès, ou des filonnets de calcite. Les couches inférieures passent insensiblement à des grès tendres et à l'assise de base :

m^4 Argiles sahéliennes, marnes argileuses bleues, occupant la partie basse des collines de la rive gauche du Sebaou, se distinguent parfois difficilement des couches suivantes :

p_b^1 Alluvions anciennes de plateaux, témoins du passage des anciens lorrants, affluents de gauche du Sebaou, conservés à des hauteurs de 150 à 250 mètres au-dessus du thalweg.

q₁ Alluvions anciennes (niveaux élevés) : lambeaux de terrasses d'une altitude relative de 50 à 100 mètres.

q₁ Alluvions anciennes (niveaux moyens) : terrasses caillouteuses dominant de 30 à 50 mètres la vallée du Sebaou, et anciens cônes de déjection des affluents de la rive gauche.

q₁ Alluvions anciennes (niveaux inférieurs) : dépôts caillouteux et limoneux, élargissement de la vallée du Sebaou et de l'Oued Boubehir.

a1 Alluvions actuelles, dépôts limoneux des crues du Sebaou, de l'Oued Aissi et l'Oued Djemâa.

Pa Cônes de déjection, en majorité matériaux limono- sablo- argileux de peu à moyennement plastique, en majeure partie à faibles concrétions des calcaires marneux.

La figure ci-dessous présente une coupe géologique BB' (Nord - Sud) de L'oued de Rabta :

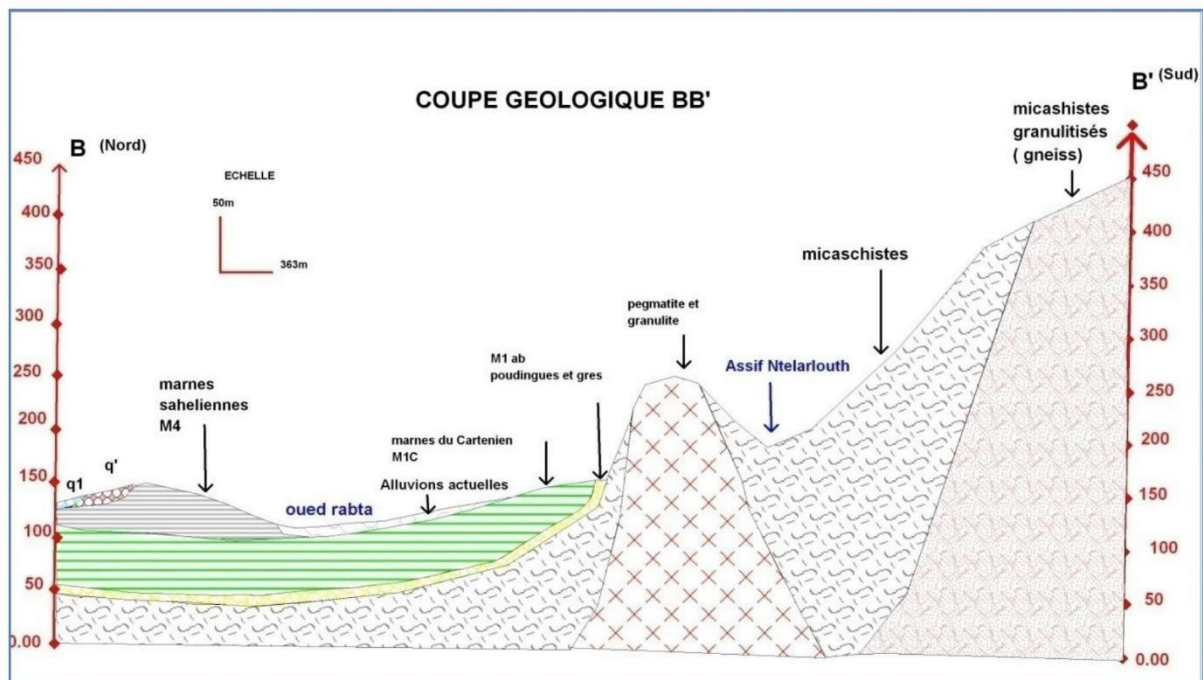


Figure (I.2) : coupe géologique BB' de L'oued de Rabta

I.1.3 Tectonique :

Quant à la tectonique de cette région, le massif paléozoïque (Sahel d'Alger, Grande Kabylie, Kabylie Colloa) est déterminant.

Ce massif est constitué de roches métamorphiques et magmatiques. Les plissements ont eu lieu au cours des cycles orogéniques hercynien – calédonien, alors que pendant le Tertiaire et le Quaternaire, il a acquis les formes actuelles du relief. Au niveau de ce massif se situe la localité de BOUNACHI.

Une analyse des études géologiques et de sismicité fait apparaître trois jeux de ruptures régionales : ruptures orientées $160^\circ - 340^\circ$, $50^\circ - 230^\circ$ et le jeu le plus accentué orienté approximativement $90^\circ - 270^\circ$. Le troisième jeu de ruptures interrompt en général la continuité de deux premiers jeux, ce qui découle aussi à partir d'une étude de sismicité. Il est probablement actif du point de vue de la néotectonique. Au troisième jeu de ruptures appartiendrait la faille à l'extrémité de la cuvette, située entre l'ensemble magmatique et métamorphique et celui sédimentaire. L'orientation résultante de l'oued Rabta témoigne de l'existence de deux premiers jeux de discontinuités dans la partie la plus aval et du déplacement successif de son courant d'une à l'autre rive.

I.1.4 Etude géologique de la cuvette de retenue

I.1.4.1 Caractéristiques géomorphologiques :

Les terrains de la cuvette de retenue à partir de la sortie des gorges, c'est – dire à partir de la cote normale de retenue jusqu'au site du barrage et jusqu'au confluent présentent un relief peu marqué, sauf le site du barrage où la vallée est légèrement plus étroite et où les rives sont abruptes notamment sur le versant droit.

La pente de l'oued dans la zone de la cuvette de retenue est faible. Sur les 2.5 km le plus aval, le gradient maximum du cours est $i=0.02$. Le fond de la vallée est large, recouvert de dépôts alluvionnaires actuels épais en majeure partie graveleux et en quantité subordonnée sableux qui reposent sur les sédiments marneux miocènes.

Le pendage se relève à $10^\circ-30^\circ$ sur les versants. On pourra donc s'attendre, après la création de la retenue à de plus faibles glissements sur les rives du barrage. Ces phénomènes d'instabilité des pentes pourraient être empêchés par la réduction des pentes de talus de futures rives du barrage et par exploitation et l'utilisation des matériaux argileux qui constituent les pentes.

Du point de vue géomorphologique ainsi que les conditions géologiques générales du site sont principalement favorables, en particulier, compte tenu de la perméabilité des pentes qui sera assurée par la présence des couches marneuses et argileuses.

I.1.4.2 Aperçu de géologie

Au point de vue de la géologie, le site d'implantation du barrage et de la retenue appartient au complexe sédimentaire miocène qui est en bordure septentrionale discordant sur le complexe azoïque métamorphique et magmatique de la Grande Kabylie.

La limite du complexe sédimentaire et de celui magmatique et métamorphique est discordante. Les déplacements néotectoniques se font le long des ruptures de direction Est – Ouest.

Le site du barrage est constitué de substratum rocheux sédimentaire, recouvert de dépôts cohésifs alluviaux et colluviaux.

Le fond rocheux est formé de complexe marneux sédimentaire miocène et il est représenté par alternance de couches de différentes propriétés physico-mécaniques. Il s'agit pour la majeure partie des marnes et des argilites qui sont plastiques et susceptibles de désagrégation.

Du fait de diverses caractéristiques mécaniques de différentes couches constitutives, le comportement du fond rocheux doit être étudié dans son ensemble, en tenant compte des marnes en bancs et des lits d'argilites qui jouent un rôle essentiel à la déformabilité de l'ensemble.

Le recouvrement récent a une épaisseur de 1.5 à 5 m sur la rive droite et de 3 à 6 m sur la rive gauche.

Sur le site du barrage choisi n'ont pas été identifiées des **m⁴-Argiles bleues (sahéliennes)** comme elles ont été mises en évidence en rive droite alternative du site du barrage aval. C'est

Au – dessous de ces sédiments viennent des **m¹_c-Marnes (cartennienes)**.

Au-dessus de ces marnes, désagrégées en surface jusqu'aux argiles, viennent des Alluvions anciennes résiduelles (niveaux inférieur), ainsi que sur la rive droite des Alluvions anciennes résiduelles (niveaux moyens).

Les sédiments marneux affleurent en surface au bas du versant droit érodé par le courant. Dans le reste de la zone du site du barrage, les sédiments marneux sont en majeure partie recouverts de matériaux argileux brun foncé, qui ont leur origine dans les m⁴-Argiles bleues (sahéliennes). Au niveau de la rive droite du site du barrage alternatif N°1, l'épaisseur de ces sédiments va jusqu'à 5 m et par endroits jusqu'à 7 m.

Les deux versants sont recouverts par des matériaux argileux, ayant l'origine dans l'assise argileuse et marneuse. Ces sédiments représentent probablement les résidus des sédiments anciens alluviaux et d'éluviaux :

- Alluvions anciennes de plateaux (P),
- Alluvions anciennes (Niveaux élevés) (q),
- Alluvions anciennes (Niveaux moyens) (q),
- Alluvions anciennes des vallées (Niveaux inférieurs) (q1).

Chapitre I : Aperçu sur l'étude géologique, géotechnique, hydrogéologique, et de sismicité

Les matériaux argileux brun foncé parmi les (m^4) Argiles bleues sont principalement des argiles de moyenne à grande plasticité.

Dans des parties des versants constitués par des (m) Marnes, la couleur des matériaux argileux est brun clair, c'est – à- dire que ces matériaux présentent une plus faible plasticité.

Au bas des versants, les deux variétés argileuses sont intercalées aux fractions sableuses des alluvions actuelles. Du point de vue minéralo – pétrographique, les alluvions sont issues des roches du bassin versant : (γ^1) - Pegmatite et granulite, ($\gamma^1\zeta^2$) - Granulite gneissique, ($\zeta^1\gamma^2$) - Micaschistes granilités (Gneiss), (ζ^2) – Micaschistes, () - Calcaires cristallins, ($X\gamma^1$) - Schistes granilités (Gneiss), ($X\zeta^2$) - Schistes micacés i ($X\zeta^2$) - Schistes et phyllades.

Les apports solides des affluents d'allure torrentielle :

- Cônes de déjection (Pa),

Sont hétérogènes mélangés aux apports solides sur place de l'oued Rabta. Ils sont en général argileux renfermant des fragments de marnes sur place et de graviers.

Compte tenu de la couverture des terrains, les renseignements fournis par les affleurements sur la fracturation du fond rocheux ne sont pas suffisants. Toutefois, l'orientation rectiligne du lit de l'oued Rabta comme résultante des effets du premier et du second jeu de ruptures indique la présence au minimum de trois jeux de ruptures notamment ceux orientés Nord 170° et Nord 120 – 130° et Nord 90°.

I.1.4.3 Géologie de la cuvette de retenue

Dans la partie la plus amont de la cuvette de retenue et au – dessus de la cote normale de retenue, les m_0^1 - Marnes (Cartennien), reposent le plus probablement sur les :

- m_{a-b}^1 - Poudingues et gres (Cartennien) ((contact tectonique possible orienté Est – Ouest).

Dans la zone de la cuvette de retenue (localité de Rabta), les m_0^1 - Marnes (Cartennien), reposent en discordance sur les :

- ζ^2 – Micaschistes.

Au niveau des ζ^2 -Micaschistes, une masse isolée est mise en évidence :

- γ^1 -Granulite et pegmatite.

Dans le bassin de l'oued Rabta sont représentés aussi :

X-Schistes et phyllades, Xc-Calcaires cristallins bleuâtres, $X\zeta^2$ -Schistes micacés, $X\gamma^1$ -Schistes granulitisés (Gneiss), ζ^2_0 -Calcaires cristallins, $\zeta^1\gamma^1$ -Micaschistes granulitisés (Gneiss), $\gamma^1\zeta^1$ -Granulite gneissique, γ^1 -Granulite et pegmatite.

Outre ces sédiments, dans les parties plus hautes des terrains à l'Est et à l'Ouest de la cuvette de retenue potentielle, on note la présence des

- **P -Alluvions anciennes résiduelles de plateaux et q^3 -Alluvions anciennes résiduelles** (Niveaux élevés),

Les matériaux argileux bruns sombre de **m⁴-Argiles bleues**, sont en général estimés comme des argiles de plasticité moyenne à grande.

Dans les parties des versants constitués à la base par des **m -Marnes**, la couleur des matériaux argileux est brun clair, de moindre plasticité.

Au bas des versants, les deux variétés argileuses sont intercalées aux fractions sableuses des

- **al-Alluvions actuelles.**

Les apports solides des affluents d'allure torrentielle :

- **pr-Cônes de déjection,**

Sont hétérogènes mélangés aux apports solides sur place de l'oued Rabta. Ils sont en général argileux renfermant des fragments de marnes sur place et des graves.

En amont de la cuvette de retenue dans le bassin de l'oued Rabta, la sédimentation des alluvions (érosion des débits solides) n'est pas mise en évidence. Sa sédimentation n'est évidente que dans la zone de la retenue prévue. En amont, au niveau des magmatites et des métamorphites, en plus de l'altération physico-chimique, les processus de dénudation et de ravinement sont notés.

A l'emplacement de la retenue, notamment dans les conditions de son exploitation, l'instabilité des versants dans les matériaux argileux est possible. Comme ces matériaux seront exploités pour la construction du barrage, le problème d'instabilité du bord de la retenue sera diminué.

Les processus d'érosion (dénudation et ravinement) sont évidents dans le bassin de l'oued Rabta en amont de la retenue prévue et au niveau des m -Marnes (Cartennien) dégradées qui pendant la désagrégation sur place produisent des matériaux limono-sableux de faible plasticité.

Indépendamment du site du barrage choisi, la cuvette de retenue est étanche et la possibilité de pertes vers les bassins versants voisins n'existe pas.

I.2 Etude géotechnique sur le site d'implantation du barrage

I.2.1 Aperçu de géotechnique

L'avantage du site du barrage par rapport à d'autres parties de la retenue réside dans le versant droit de la vallée qui est entaillé dans les sédiments marneux. Sur le versant gauche, les sédiments marneux sont en général recouverts de matériaux argileux brun foncé, probablement d'origine des **m₀¹ -Marnes (cartenniennes)** et des **m⁴-Argiles bleues (sahéliennes)**.

Quant à la géotechnique, les sédiments marneux sont un milieu le plus compact. Dans les parties où ils affleurent en surface, l'épaisseur de la couverture argileuse est de 1,5 m, la zone de la dégradation totale de la roche – mère brun clair étant comprise entre 3 et 5 m. Le milieu marneux moins dégradé est de couleur gris vert clair.

Sur le site du barrage, le versant gauche est relativement plus défavorable, étant couvert de matériaux argileux d'origine d'assise argileuse et marneuse (probablement il s'agit des résidus des sédiments anciens alluviaux et en partie déluviaux).

Un problème particulier relatif à la construction du barrage sont des :

- **al - Alluvions actuelles.**

Les alluvions actuelles sont en général grossières (GW), d'une granulométrie moyenne comprise entre 2-30 cm, contenant des gravillons de dimensions extrêmes situées entre 0.5 et 0.8 m. Du point de vue minéralo-pétrographique, les alluvions sont issues des roches du bassin versant : ζ^2 -Micaschistes, γ^1 -Granulite et pegmatite, X-Schistes et phyllades, Xc-Calcaires cristallins bleuâtres, $X\zeta^2$ -Schistes micacés, $X\gamma^1$ -Schistes granulitisés (Gneiss), ζ_0^2 -Calcaires cristallins, $\zeta \gamma^1$ -Micaschistes granulitisés (Gneiss), $\gamma^1\zeta$ -Granulite gneissique i γ^1 -Granulite et pegmatite.

Dans les parties plus hautes des alluvions, prédominent les sables fins bruns d'une épaisseur près de 0,5 m à fractions micacées. Ils sont génétiquement liés aux : $\zeta \gamma^1$ Micaschistes granulités (Gneiss), (ζ^2) -Micaschistes, Calcaires cristallins, ($X\gamma^1$) -Schistes granulités (Gneiss), ($X\zeta^2$) -Schistes micacés i ($X\zeta^2$) -Schistes et phyllades.

La largeur des alluvions actuelles de l'oued Rabta est jusqu'à 310 m, alors que sa profondeur dans l'axe du barrage est de 12 m.

Complexes rocheux géologiques

Dans l'étendue du site du barrage à partir du levé géologique de carotte prélevé dans les sondages de reconnaissance et de l'estimation de terrain des propriétés des matériaux, les milieux ci – dessous sont représentés :

Le complexe de roches compactes :

Comprend plusieurs variétés des roches marneuses suivantes : marnes carbonatées, grises, gris – foncé et gris olivâtre – m1c et marnes grises, gris foncé et gris olivâtre – m1c avec une stratification feuilletée accentuée – m1c (a) probablement d'origine flyschoidé (turbiditique). Cela peut être confirmé par une stratification oblique à pendage de 200 environ au niveau d'une stratification normale bien plus accentuée avec pendage 0-100.

L'ensemble des caractéristiques des milieux compacts et leurs changements exprimés par les propriétés physico- mécaniques et le degré de diagènese dépendent principalement de la succession lithologique sur place du milieu. Ces changements se reflètent dans l'augmentation générale du degré de diagènese avec la profondeur.

L'altération opposée à la diagènese, est, en principe, marquée en surface. Elle est plus accentuée sur les versants – rives et moins sous le lit de l'oued et cela plus en rive gauche qu'en rive droite à cause des effets secondaires tectoniques.

Chapitre I : Aperçu sur l'étude géologique, géotechnique, hydrogéologique, et de sismicité

Le complexe de roches semi- compactes :

- Argiles issues de la dégradation superficielle des marnes gris foncé brun – m1c (c) ;
- Argile brune à brun gris – m_c¹(b) ;
- Matériaux argilo- limono –sableux (terrasse de l'oued) – ;
- Matériaux argilo- limono –sableux (terrasse de l'oued) – ;

Les formations meubles :

- Graviers et sables en partie argileux (terrasse de l'oued) – ;
- Sables grossiers et graviers fins (alluvions actuelles) – ;
- Graviers moyens et grossiers (alluvions actuelles) – ;

En plus de ces milieux, sur le site du barrage et dans la partie immédiate amont du barrage, on met en évidence :

Les formations semi – compactes :

- Matériaux argilo-limono-sableux (proluvium) – ;

Les formations meubles :

- Matériaux sablo- limoneux, légèrement argileux, d'une épaisseur voisine de 0.5 m **al** ;

A partir des résultats des prospections par méthode sismique réfraction effectuées au site du barrage, 5 milieux physico- mécaniques ont été décelés :

1. sables d'une épaisseur moins de 1 m avec vitesse de propagation des ondes p de $V_p=1300-1500\text{m/s}$ et des ondes s de $V_s=800-1020\text{m/s}$.
2. graviers fins épais de 0 – 5m avec vitesse de propagation des ondes p de $V_p=1100\text{m/s}$ et des ondes s de $V_s=670\text{m/s}$.
3. alluvions d'une épaisseur jusqu'à 1m avec vitesse de propagation des ondes p de $V_p=1550\text{m/s}$ et des ondes s de $V_s=955\text{m/s}$.
4. marnes altérées de 12–20m d'épaisseur avec vitesse de propagation des ondes p de $V_p=1700-1900\text{m/s}$ et des ondes s de $V_s=1135-1270\text{m/s}$.
5. marnes compactes à une profondeur de 20-30m avec vitesse de propagation p de $V_p=2050-2300\text{m/s}$ et des ondes s de $V_s=1320-1630\text{m/s}$.

I.2.2 Caractéristiques géotechniques du sol au site du barrage

Du point de vue géotechnique, la succession lithologique sur le site du barrage potentiel reconnu est la suivante :

1. Terre végétale – Argile de couleur brune, plastique d'une épaisseur de 0.5 –1.5 m ; représentée sur les rives gauche et droite en surface,
2. Argile – brune de faible à grande plasticité ; elle vient au – dessous de la terre végétale sur les rives gauche et droite ; son épaisseur varie entre 1.5 – 6.0 m ;
3. Sable – fin à moyen avec galets et graviers ; sauf dans le lit de l'oued où il est représenté en surface sur une épaisseur de 2 m (BF-2) à 9 m (BF-1) ; cette couche est aussi identifiée sur la rive droite du barrage dans le sondage BF-7 de 5.8 m d'épaisseur sous la couche d'argile ; la zone du sondage BF-7 représente la localisation de l'ancien lit de l'oued ce qui peut expliquer la présence de cette couche en rive droite ;
4. Marnes compactes désagrégées jusqu'aux argiles de couleur grise qui viennent au – dessous de la couche d'argile ou de sable de 3.0 – 9.0 m d'épaisseur ;
5. Marno- calcaires – qui dans les couches inférieures passent aux calcaires ; viennent au – dessous de la couche de marne ; la limite inférieure de cette couche n'a pas été décelée par le forage de reconnaissance.

Au cours du forage de reconnaissance, le niveau d'eau souterraine a été mesuré comme suit :

- dans le lit de l'oued : 0.4 – 1.9 m ;
- en rive gauche : 0.4 m et
- en rive droite 2.3 m dans le sondage BF-7. Un mois après l'achèvement du forage, dans ce même sondage BF-7 a été mesuré le niveau de l'eau souterraine de 10,10m, soit 7.8 m inférieur à celui antérieurement mesuré ; c'est probablement le résultat du drainage à travers la couche de sable qui a été mise en évidence dans ce sondage.

I.3 Caractéristiques hydrogéologiques

Au point de vue de l'hydrogéologie, il est d'importance une épaisseur significative des alluvions actuelles avec un coefficient de filtration important supposé de $k \approx 10^{-2} - 10^{-4}$ m/s autres ensembles rocheux peuvent être considérés comme faiblement aquifères.

La circulation de l'eau souterraine se fait le long des fissures dans la masse rocheuse marneuse. Bien que les marnes renferment un très haut pourcentage de carbonate, le processus de karstification n'est pas trop développé le long des fissures ce qui montre une faible circulation de l'eau. Des essais de perméabilité effectués dans les sondages font apparaître la faible perméabilité en rives du futur barrage de l'ordre de 0,5 – 2,5 Lugeons. Dans le lit de l'oued, les résultats obtenus sont différents. Aussi est-il que dans le sondage BF – 1 sur toute sa profondeur et BF – 2 jusqu'à 14 mètres, la perméabilité atteint quelques dizaines Lugeons.

Malheureusement, les mesures systématiques de l'eau souterraine dans les piézomètres n'ont pas été effectuées.

I.4 Séismicité

Les fracturations identifiées sur le terrain sont alignées Est – Ouest ce qui correspond à l'orientation des isoséistes des séismes principaux et montre une activité possible néotectonique.

Une activité sismique modérée est caractéristique de la zone étendue de la localité de Bounachi.

Pour cela, il est assez difficile, à partir des séismes du siècle écoulé, de préciser les trains sismiques prédominants. Selon les REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99, CENTRE NATIONAL RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASEISMIQUE l'emplacement de Bounachi appartient à la zone 2 – niveau de sismicité modéré.

A partir de la Carte d'intensité des séismes maximums survenus en Algérie de 1716 à 1989 selon CRAAG 1994, la localité de Bounachi appartient à la zone dans laquelle on pourra espérer les magnitudes de 6 de l'échelle M.S.K. (RICHTER)

I.5 EFFETS SUR L'ENVIRONNEMENT

La réalisation du barrage et la création de la retenue de Bounachi auront des effets suivants sur l'environnement :

- La retenue submergera les terres cultivables à l'amont du barrage dans la zone tout près des alluvions.
- Par la création de la retenue, la station de pompage actuelle sur la rive gauche de l'oued Rabta, ainsi qu'un nombre plus important des habitations situées à une altitude moins élevée seront menacées.
- Les effets de la création de la retenue sur la flore et la faune seront minimums.
- La qualité de l'eau du cours d'eau et dans la retenue sera menacée par des localités existantes situées à l'amont. Selon les informations obtenues pendant la visite du site, les eaux prélevées dans les alluvions de l'oued Rabta sont utilisées pour l'alimentation en eau après un procédé de traitement approprié avec du chlore. Ce fait montre que la qualité des eaux de surface est relativement bonne et que les eaux de la retenue auront cette même qualité. Il est à espérer que les eaux pourront être utilisées, sans traitement préalable, pour les besoins d'irrigation.

Conclusion

La présentation de l'étude géologique, géotechnique, hydrogéologique et de sismicité montrent que le site est favorable pour la réalisation d'un barrage d'eau.

Et parmi les points essentiels qu'on peut déduire de ce chapitre :

Du point de vue géologique, l'étanchéité de la cuvette de retenue et du site du barrage est assurée par le sol géologique où dominent les marnes et les sédiments argileux faiblement perméables. La possibilité de pertes vers les bassins versants adjacents pratiquement n'existe pas.

Une sismicité modérée est caractéristique de la zone étendue. La localité de Bounachi appartient à la zone 6 sur l'échelle Richter. Le jeu de ruptures le plus marqué est aligné suivant la direction Est – Ouest et il sépare le complexe magmatique-métamorphique de celui rocheux sédimentaire.

Chapitre II

Présentation physique du bassin versant et collecte des données

Introduction :

Dans ce chapitre on présente la région d'étude où se situe l'emplacement du barrage, mais aussi un grand intérêt est accordé à la collecte des données de qualité que nécessite cette étude à savoir les données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant

A la fin de ce chapitre on déterminera les caractéristiques physiques du bassin versant de ce barrage.

I.1 Description du site de barrage :

I.1.1 Situation géographique du site :

Le site du barrage de Bounachi se trouve à 20 km de la ville de Tizi Ouzou et à environ 3,5 km à l'amont du confluent de l'oued Rabta avec l'oued Sebaou. L'emplacement du barrage est prévu sur l'oued Rabta à l'Ouest de la localité de Mekla. La route nationale RN12 qui relie la ville d'Azazga à la ville de Tizi Ouzou permet d'accéder facilement au site du barrage. La situation géographique du site du barrage est illustrée sur les figures ci-dessous (II.1) et (II.2)

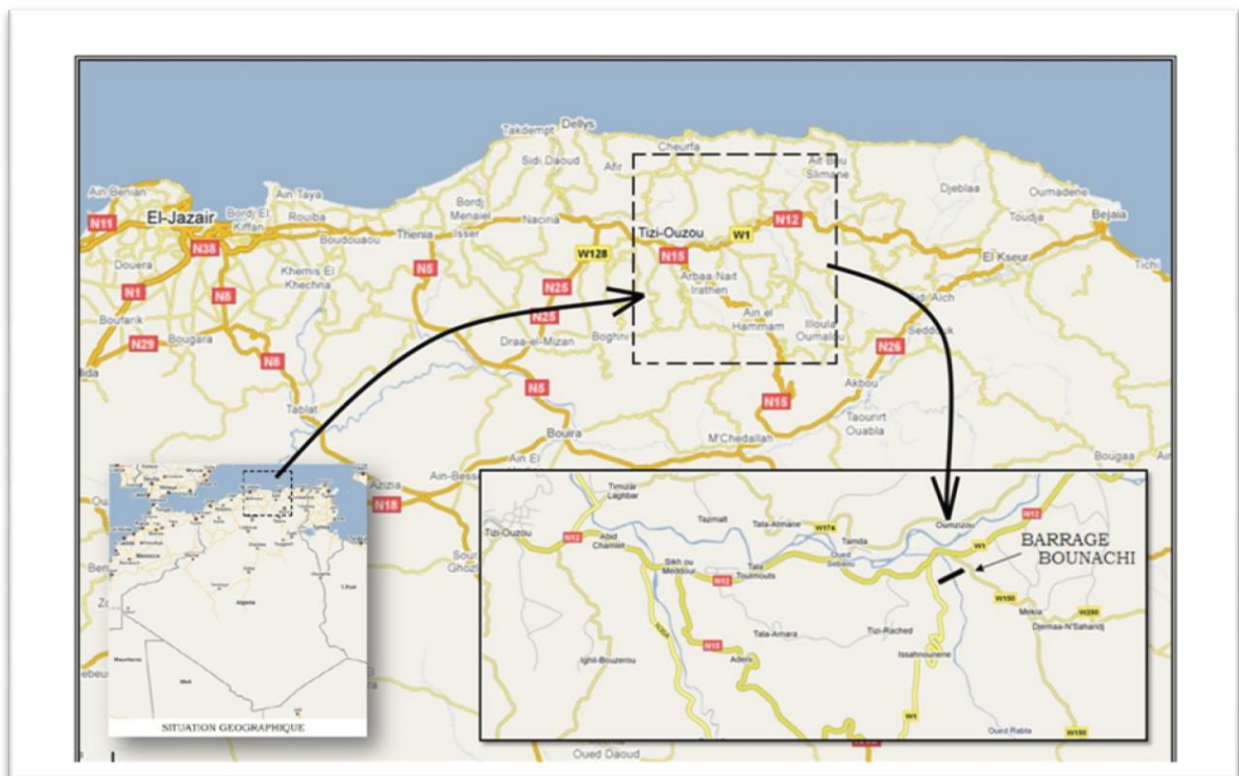


Figure (II.1) : Situation géographique du barrage de BOUNACHI

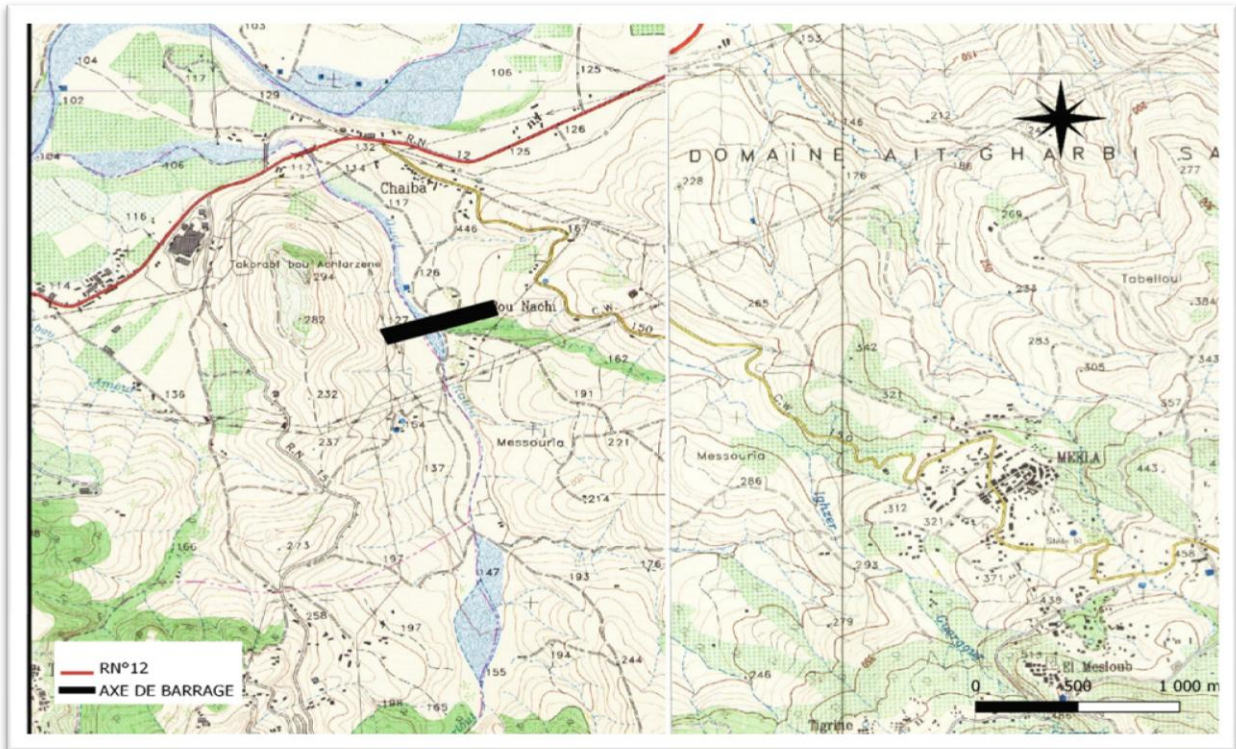


Figure (II.2) : Situation géographique du site du barrage de BOUNACHI

I.1.2 Choix de l'axe du barrage :

L'avantage du site du barrage par rapport à d'autres parties de la retenue réside dans la rive droite qui est abrupte et atteint 55° - 60° et la rive gauche est d'environ 10° , les coordonnées en degrés décimales de l'axe du barrage sont : (projection UTM)

$$X=4.23^{\circ}$$

$$Y=36.69^{\circ}$$

$$Z=127\text{m}$$

I.1.3 Bassin versant oued Rabta :

Le bassin versant de l'oued Rabta se trouve dans la Wilaya de Tizi Ouzou à environ 20 km à l'Est de la ville du même nom. Ce nom a été d'ailleurs donné à la Wilaya elle-même. Au niveau du découpage du territoire de l'Algérie du Nord en secteurs, le bassin versant de l'oued Rabta se situe dans la partie est du bassin versant 2, à environ 130 km à l'Est de la ville d'Alger. L'emplacement du barrage projeté sera situé sur un bief du cours d'eau considéré à l'Ouest de la localité de Mekla

Dans son cours supérieur, l'oued Rabta prend le nom de Tacift. A l'aval de la localité de Rabta, il prend définitivement le nom de cette localité. L'oued Rabta est l'affluent gauche de l'oued Sebaou qui se jette dans la Méditerranée. L'oued Rabta coule sur une longueur de 18 km à travers le bassin versant de forme allongée. Le bassin est symétriquement représenté de part et d'autre du cours d'eau et il est entouré de monts d'une hauteur variant de 127m à presque 1219 m. La superficie versante totale du bassin versant de l'oued Rabta est de 70 Km² environ. La superficie versante correspondante jusqu'au site du barrage potentiel est de 61,12 Km² environ.

Le bassin versant du barrage de BOUNACHI est représenté sur la **figure (II.3)**

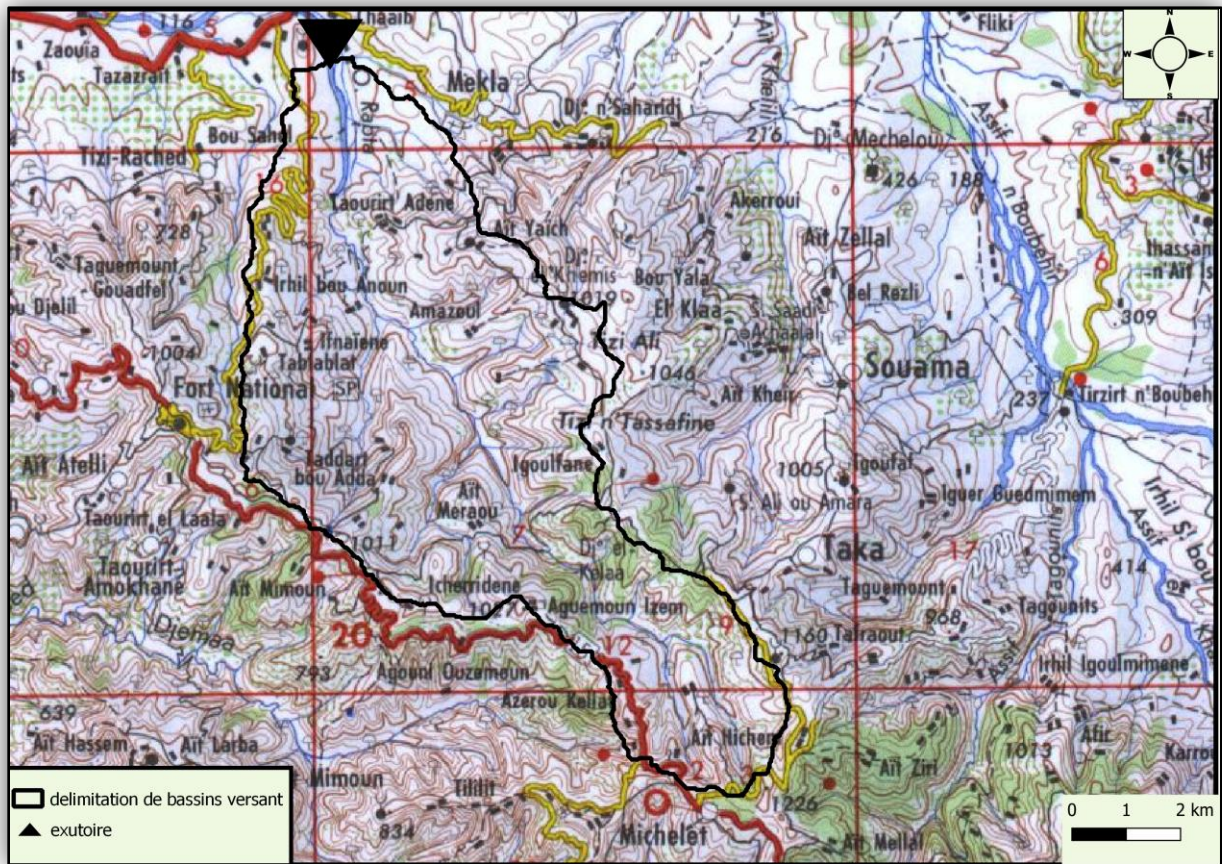


Figure (II.3) : Bassin versant du barrage de BOUNACHI

I.2 Collecte des données cartographiques et hydro-climatiques

I.2.1 Collecte des données cartographiques :

Après traitement cartographique, on a déterminé les caractéristiques morphologiques du bassin versant comme le montre le **tableau (II.1)**:

N°	Désignations	Unité	Valeurs
1	Coordonnées du site :	X	° décimal 4,23
		Y	° décimal 36,69
		Z	m 127
2	Superficie du bassin versant	S	Km ² 61,12
3	Périmètre du bassin versant	P	Km 54,12
3	Longueur du thalweg principal	L _{ce}	Km 18
4	Altitudes caractéristiques :	H _{max}	m 1219
		H _{moy}	641,94
		H _{min}	127
5	Dénivelée brute	m	1092
6	Pente brute	% ₀	60,66
7	Pente moyenne du bassin	% ₀	71,32

Tableau (II.1) Caractéristiques morphologiques du bassin versant de BOUNACHI

I.2.2 Collecte des données pluviométriques et pluviographiques

On a déterminé la valeur de la pluie moyenne interannuelle par deux méthodes, en utilisant six stations pluviométriques à proximité du bassin versant (Annexes (1,2,3,4,5,6)), la figure (II.4) montre l'emplacement spatial des stations pluviométriques par rapport au bassin versant.

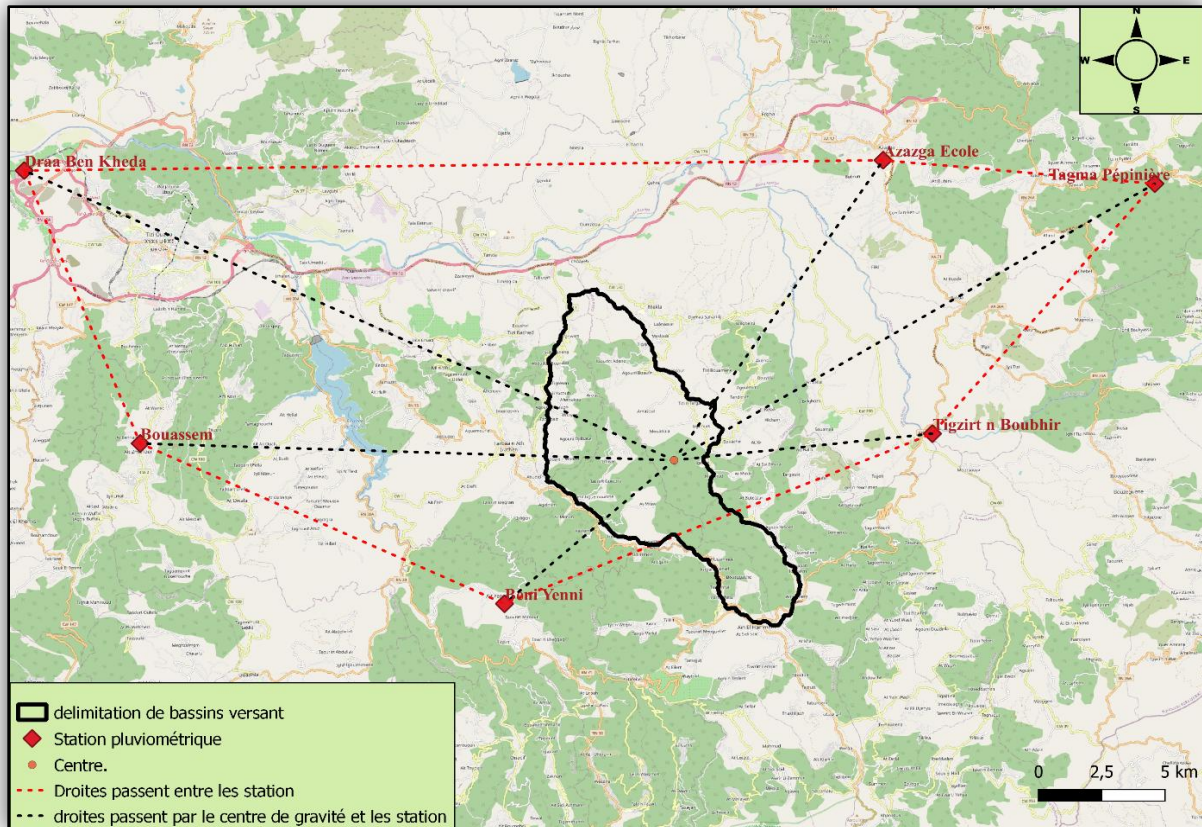


Figure (II.4) : Emplacement des stations pluviométriques par rapport au bassin versant

Le tableau (II.2) donne l'altitude ainsi que les coordonnées de stations utilisées.

Station	codes	Altitude, Z	Longitude, X	Latitude, Y
Azazga Ecole	21504	430	4.37	36.74
Ait Yenni	21712	760	4.2	36.58
Bouassem	21801	600	4,04	36,64
Draa Ben Kheda	21804	90	3.99	36.74
Tagma pépinière	20909	950	4.49	36.73
Tizirt n Boubhir	21501	220	4.39	36.64

Tableau (II.2) : Altitude et coordonnées des stations pluviométriques

On trouve : Méthode des **isohyètes**, 883 mm
Méthode de **polygone Thiessen**, 830 mm

Et la valeur de la pluie moyenne interannuelle tirée à partir de la carte de l'ANRH 2006 est de 850mm. (Une carte présentée dans le chapitre 3)

La figure (II.5) présente le polygone de Thiessen sur le bassin versant de BOUNACHI Réalisé à l'aide du logiciel QGIS

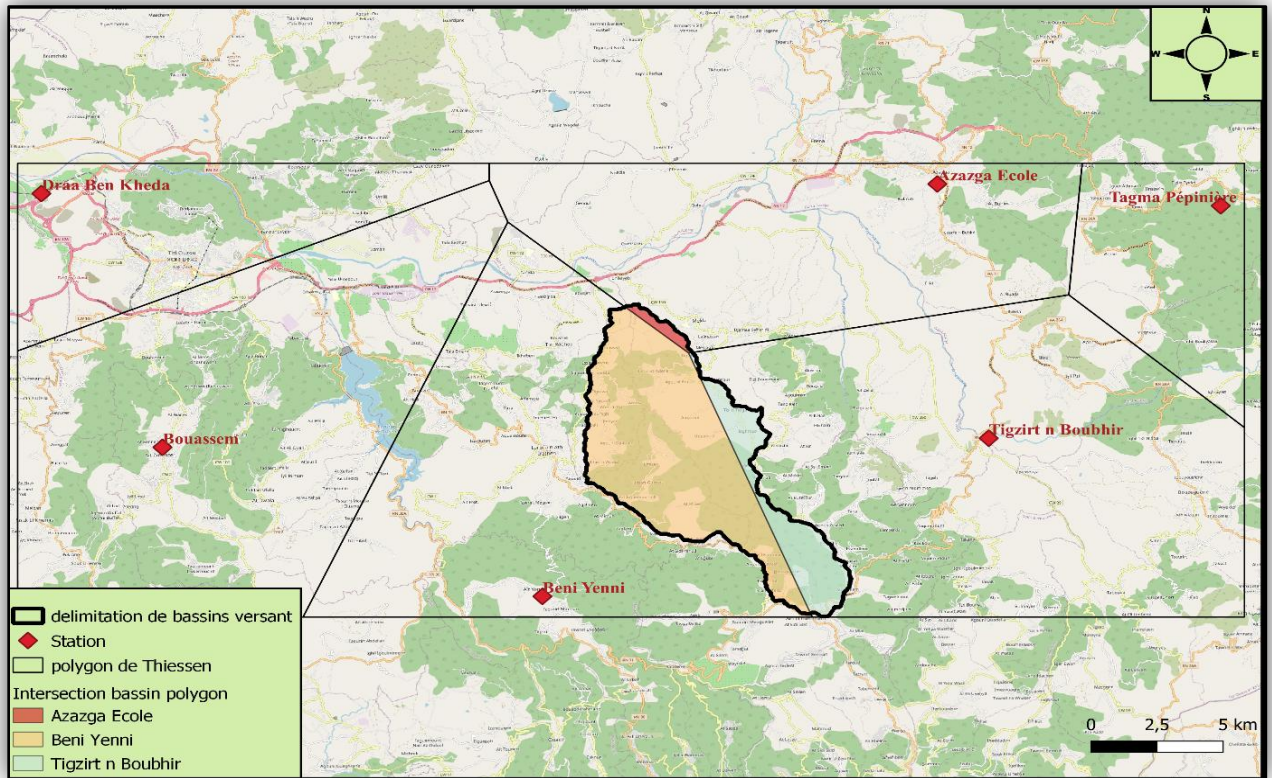


Figure (II.5) : Polygone de Thiessen sur le bassin versant de BOUNACHI

I.2.3 Collecte des données d'évaporations

L'évaporation est la transformation de l'eau en vapeur d'eau par un processus spécifiquement physique. L'évaporation est exprimée généralement en mm/jour, mm/mois ou mm/an. Le tableau ci-dessous donne les valeurs moyennes de l'évaporation mensuelle (**tableau (II.3)**).

Mois	Sep	Oct.	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Somme
E[mm]	155	117	66	47	48	56	71	94	103	178	182	197	1314

Tableau (II.3) : Evaporation mensuelle

La variation de l'évaporation pendant une année est représentée sur la figure (II.6)

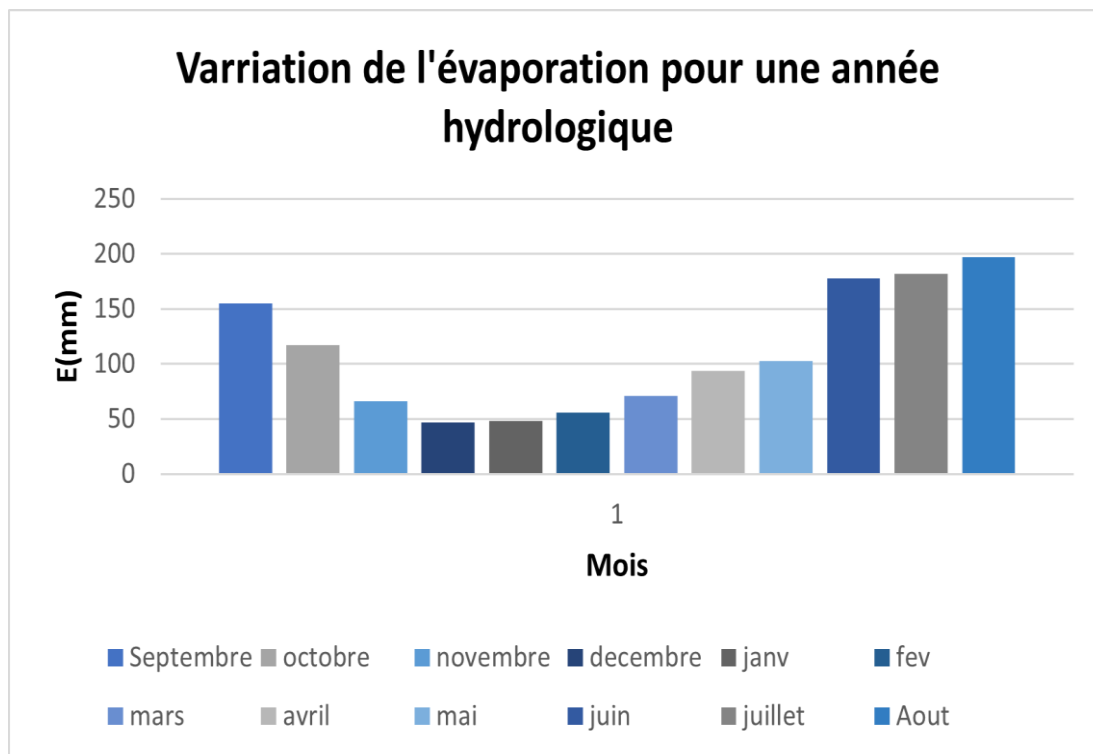


Figure (II.6) : variation de l'évaporation pour une année hydrologique

I.2.4 Collecte des données de températures

La température est variable d'un mois à un autre, mais l'ensemble présente toujours un maximum et un minimum.

Les valeurs moyennes de la température du bassin versant de l'oued Rabta en (°c) sont données dans le tableau (II.4).

Mois	janv	Fev	mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Oct.	Nov	Dec	Moy
Température moyenne (c°)	10,1	11,3	13,1	15,3	18,9	22,9	26,8	27,4	24,6	19,4	14,6	10,8	18

Tableau (II.4) : Température moyenne mensuelle

La variation de la température mensuelle pendant une année hydrologique est représentée dans la figure (II.7).

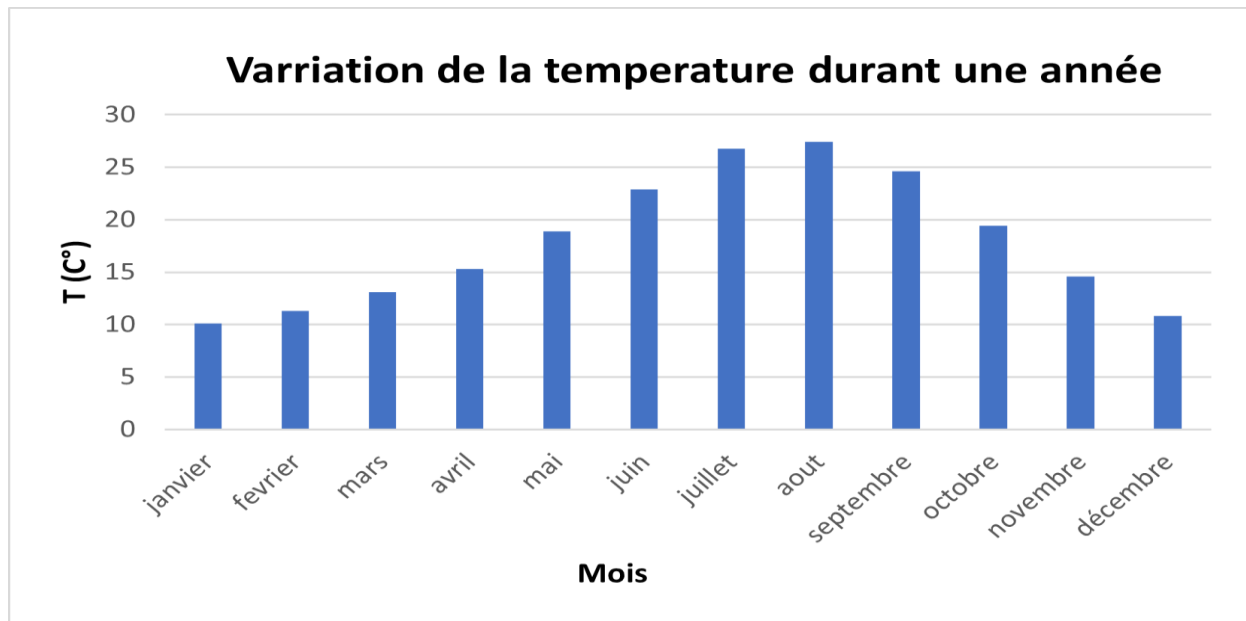


Figure (II.7) : Variation de la température durant une année

I.3 Détermination des caractéristiques : surface, longueur du thalweg

I.3.1 Détermination de la surface du bassin versant de BOUNACHI

La délimitation du contour du bassin versant, sur un modèle numérique du terrain (MNT) que nous avons tiré du site **earthdata (NASA)**, a permis de déterminer la surface par le logiciel **QGIS** (version 3.16) qui est égale à $S=61,12 \text{ km}^2$.

- **Détermination de la longueur du thalweg principal**

La longueur de thalweg principal est déterminée grâce au logiciel QGIS et elle est égale à **18 Km**

I.3.2 Détermination des caractéristiques cartographiques et morphologiques et physiographiques du bassin versant :

Un bassin versant est caractérisé par des paramètres physiographiques qui peuvent être groupés en trois classes :

- les caractéristiques de forme et de relief
- les caractéristiques du réseau de drainage
- les caractéristiques du sol et de son utilisation.

Ces caractéristiques influencent le temps et la forme de la réponse du bassin vis à vis d'un événement pluvieux.

I.3.2.1 Les caractéristiques de forme et de relief :

- **La forme**

La forme du bassin versant conditionne son comportement hydrologique (ruissellement). Elle peut être décrite par plusieurs indices qui caractérisent le milieu et permettent de comparer les bassins versants entre eux. Deux indices peuvent être cités :

L'indice de Gravelius : Il est défini comme étant le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même superficie. Il est appelé aussi coefficient de compacité.

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

P : périmètre du bassin (km) mesuré au curvimètre ;

A : aire du bassin (km²) mesurée au planimètre ou par les techniques de digitalisation.

Il est proche de **1** pour un bassin versant de forme quasiment **circulaire** et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme **allongée**.

L'indice de compacité de Horton : il exprime le rapport de la largeur moyenne du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal.

$$K_H = \frac{A}{L^2}$$

Ou :

A : aire du bassin (Km²)

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

L'indice est inférieur à **1** si la forme du bassin est **allongée** et supérieur à un si sa forme est **ramassée**.

❖ Le bassin versant de BOUNACHI est caractérisé par une forme allongée suivant la direction Sud-Nord avec un indice de **Gravilius = 1,95** et un indice **d'Horton = 0,18**

- **Le relief**

Le relief a une influence évidente sur les paramètres hydrométéorologiques (température, précipitation). IL est déterminé par les indices suivants :

- La courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Tranche d'altitude					
Altitude min	Altitude max	Surface Km ²	en	Surface en %	Surface cumulé %
127	177	1,63		2,674	100
177	227	2,22		3,625	97,37
227	277	2,07		3,384	93,80
277	327	2,00		3,273	90,47
327	377	2,48		4,063	87,25
377	427	2,83		4,623	83,25
427	477	3,21		5,256	78,71
477	527	3,52		5,766	73,53
527	577	4,27		6,985	67,86
577	627	4,38		7,162	60,99
627	677	4,24		6,934	53,94
677	727	4,06		6,644	47,12
727	777	4,13		6,752	40,58
777	827	4,57		7,478	33,94
827	877	4,69		7,672	26,58
877	927	4,23		6,919	19,03
927	977	3,39		5,547	12,23
977	1027	1,91		3,122	6,77
1027	1077	1,16		1,897	3,70
1077	1127	0,69		1,127	1,83
1127	1177	0,35		0,570	0,72
1177	1227	0,10		0,163	0,16

Tableau (II.5) : Répartition par tranche d'altitude de la surface du bassin de BOUNACHI

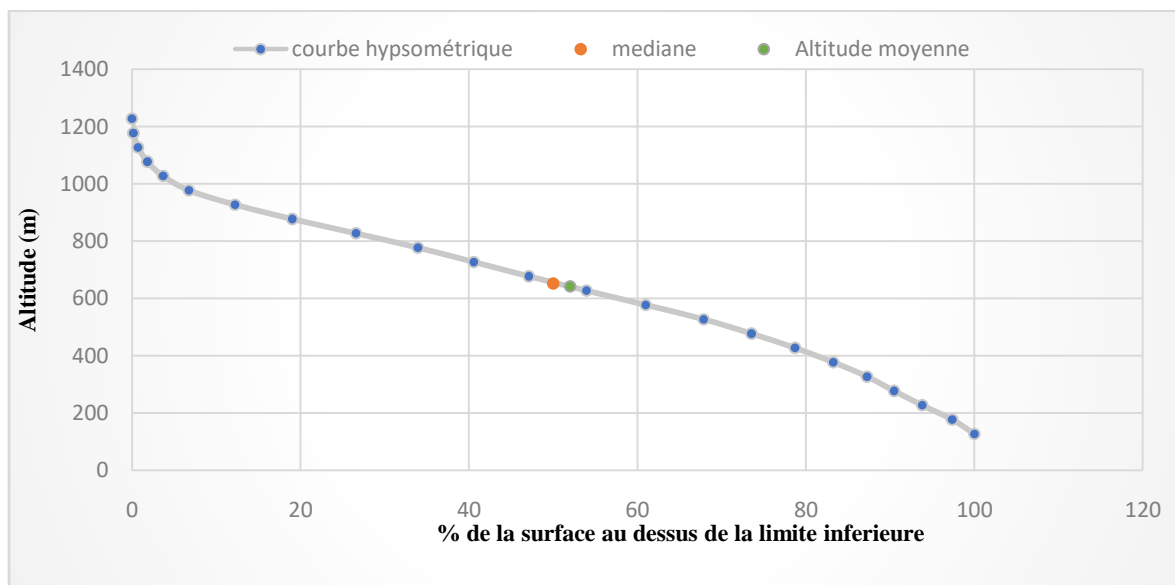


Figure (II.8) : Courbe hypsométrique du bassin de BOUNACHI

Observation :

En remarque que la courbe prend une forme décroissante, a l'amont du bassin versant on trouve l'altitude maximum qui est de 1219m et elle décroît tout au long du bassin versant jusqu'à l'atteinte de l'altitude minimale qui est de 127m, ce qui signale éventuellement une forte pente, et une grande vitesse d'écoulement (ruissellement) ce qui provoquera un charriage, et une grande quantité de transport solide.

- Les altitudes caractéristiques

De nombreux paramètres hydrométéorologiques (températures, précipitation) varient en fonction de l'altitude.

L'altitude maximale : C'est l'altitude la plus forte relevée au cours de la limitation du bassin (point culminant).

L'altitude minimale : Se situe à l'exutoire du bassin.

L'altitude moyenne : Elle se définit comme l'ordonnée moyenne de la courbe hypsométrique et correspond au rapport de l'aire sous la courbe à la surface du bassin. Elle peut être estimée à partir de la relation suivante :

$$E = \frac{1}{A} \sum_i a_i \frac{(h_i + h_{i+1})}{2}$$

Ou : E : altitude moyenne en m ;

A : aire du bassin en km² ;

a_i : aire comprise entre deux courbes de niveau consécutives i et i+1 (km²) ;

h_i : altitude de la courbe de niveau i (m).

L'altitude médiane : Elle correspond au point d'abscisse 50% sur la courbe hypsométrique.

❖ Les altitudes caractéristiques dans le bassin versant de **BOUNACHI** :

L'altitude minimale : 127 m

L'altitude médiane : 652,02 m

L'altitude moyenne : 641,94 m

L'altitude maximale : 1219 m

La pente moyenne du bassin

La pente moyenne est une caractéristique importante dans le ruissèlement. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct et donc sur le temps de concentration t_c. Elle influence directement le débit de pointe lors d'une averse. La pente moyenne peut être estimée à partir de **la courbe hypsométrique**.

$$S = \frac{2E}{L}$$

Ou :

E : altitude moyenne du bassin (m)

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

S : est exprimée en %.

❖ La pente moyenne du bassin versant de BOUNACHI :

$$S = 71,32 \%$$

- Le rectangle équivalent

La notion de rectangle équivalent permet de comparer le comportement hydrologique des bassins versants entre eux. Il s'agit d'une transformation géométrique qui assimile le bassin à un rectangle ayant le même périmètre et la même surface. Les courbes de niveau deviennent ainsi des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. L'exutoire se situe à l'un de ses petits côtés.

Si L et l représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

$$\begin{aligned} \text{Le périmètre du rectangle équivalent vaut :} & \quad P = 2(L+l) \\ \text{La surface :} & \quad A = L \cdot l \\ \text{Le coefficient de compacité :} & \quad KG = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \end{aligned}$$

En combinant ces trois relations, on obtient :

$$\begin{aligned} L &= \frac{KG\sqrt{A}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{KG}\right)^2} \right] \\ l &= \frac{KG\sqrt{A}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{KG}\right)^2} \right] \text{ Si } KG \geq 1,12 \end{aligned}$$

Si $KG \leq 1,12$, le bassin à une forme circulaire et la transformation géométrique en rectangle équivalent n'est plus réalisable, le bassin sera assimilé à un carré.

❖ Le Rectangle équivalent du bassin de BOUNACHI :

On a :

$$\begin{aligned} KG &= 1,95 \\ L &= 24,75 \text{ km} \\ l &= 2,47 \text{ km} \\ P &= 54,44 \text{ Km} \\ A &= 61,13 \text{ km}^2 \end{aligned}$$

Observation : en remarque que la surface du rectangle équivalent est similaire à celle du bassin versant avec sa forme allongée.

- Les indices de pente d'un bassin

Le calcul de la pente moyenne du bassin tient compte de la dénivellation et de la longueur L, mais non de la position relative des différentes courbes de niveau. Le temps et l'amplitude du ruissellement dans les bassins sont très influencés par la répartition de la superficie en fonction du relief. C'est pour cela que les hydrologues calculent d'autres indices de pentes pour mieux analyser le ruissellement dans un bassin donné.

Indice de pente global :

L'indice de pente classique consiste à rapporter l'altitude entre les deux points extrêmes à la longueur du bassin définie par la longueur du rectangle équivalent. Soit :

$$I = \frac{(H_{\max} - H_{\min})}{L_{\text{eq}}}$$

Cependant et pour éviter les valeurs extrêmes, L'IRD a proposé la définition d'un indice de pente global :

$$I_g = \frac{(H_5 - H_{95})}{L_{\text{eq}}}$$

H5 : altitude correspondant à 5% de la surface totale du bassin

H95 : altitude correspondant à 95% de la surface totale du bassin

❖ Résultat de calcul de la pente Globale du bassin versant de **BOUNACHI** :

$$I = 44.12 \%$$

$$I_g = 44,32 \%$$

Indice de pente de Roche : il se calcule par la formule :

$$I_r = \frac{1}{\sqrt{L_{\text{eq}}}} \sum_i^n \sqrt{a_i * d_i}$$

Ou :

a_i : pourcentage de la superficie totale comprise entre 2 tranches d'altitude h_i et h_{i+1}

d_i : dénivelée entre deux altitudes successives $d_i = h_{i+1} - h_i$

n : nombre de courbe de niveau.

L'indice de pente de roche est donc la somme des racines carrées des pentes moyennes de chaque élément partiel compris entre deux courbes de niveau, pondéré par la surface partielle qui lui est associée.

❖ L'indice de pente de Roche du bassin versant de **BOUNACHI** : $I_r = 64 \%$

I.3.2.2 Les caractéristiques du réseau hydrographique

Le réseau hydrographique (ou réseau de drainage) se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. L'intensité et la répartition du ruissellement sont en fonction de la longueur et de la densité du réseau hydrographique. Ce dernier peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre facteurs principaux.

La géologie : par sa plus ou moins grande sensibilité à l'érosion, la nature du substratum influence la forme du réseau hydrographique. La structure de la roche, sa forme, les failles, les plissements, forcent le courant à changer de direction.

Le climat : le réseau hydrographique est dense dans les régions montagneuses très humides et tend à disparaître dans les régions désertiques.

La pente du terrain, détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire. Dans les zones plus élevées, les cours d'eau participent souvent à l'érosion de la roche sur laquelle ils s'écoulent. Au contraire, en plaine, les cours d'eau s'écoulent sur un lit où la sédimentation prédomine.

La présence humaine :

Le drainage des terres agricoles, la construction de barrages, la protection des berges et la correction des cours d'eau modifient continuellement le tracé originel du réseau hydrographique

La figure (II.9) présente de réseau hydrographique de BOUNACHI,

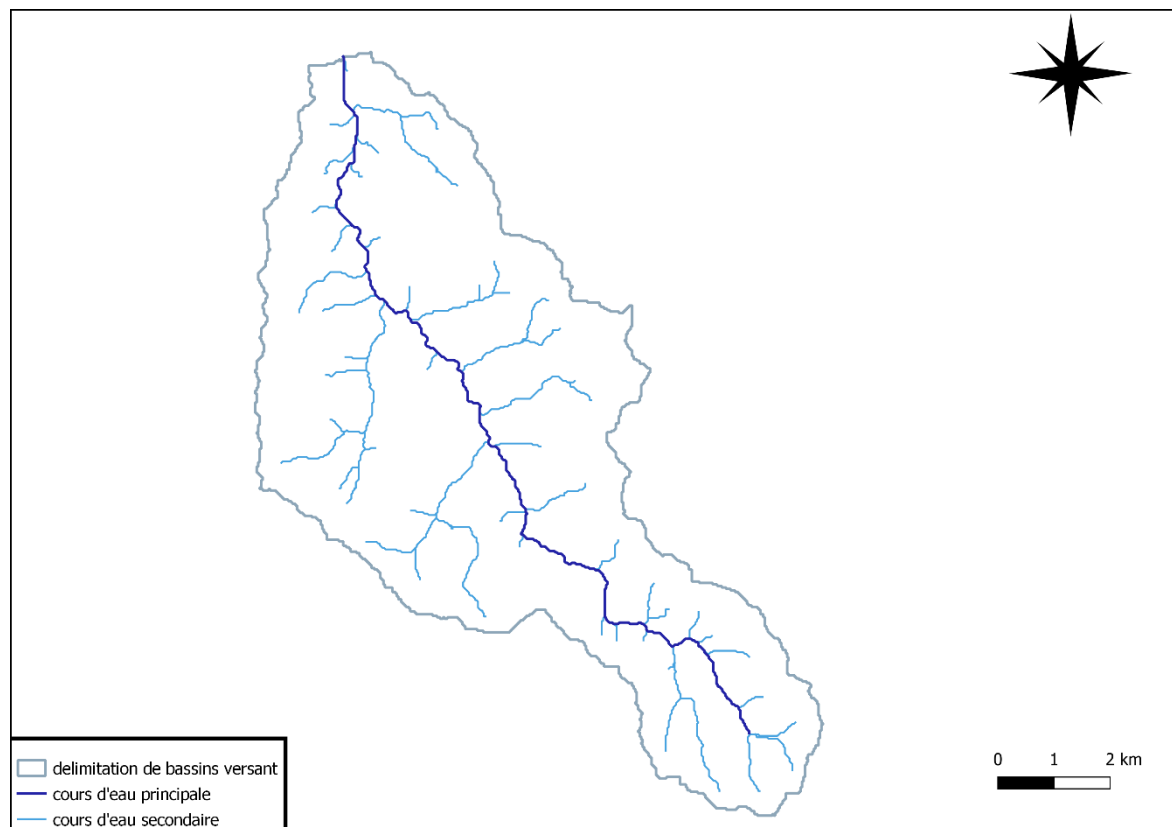


Figure (II.9) : Le réseau Hydrographique Du bassin versant de BOUNACHI

Afin de caractériser le réseau hydrographique, il est souvent utile de reporter son tracé en plan sur une carte à une échelle adéquate. L'utilisation de photographies analogiques ou numériques est utile à cette identification. Divers paramètres descriptifs sont utilisés pour définir le réseau hydrographique :

Ordre du cours d'eau :

Le réseau de drainage se compose d'un cours d'eau principal et d'une série de tributaires alimentant le cours d'eau principal. Ce sont les affluents secondaires, tertiaires... L'ordre d'un cours d'eau est une classification qui reflète la ramification du réseau. Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau, dont la classification de **Strahler (1957)** qui est la plus utilisée. Cette classification permet de décrire sans ambiguïté le développement du réseau de drainage d'un bassin de l'amont vers l'aval. Elle se base sur les règles suivantes :

- Tout cours d'eau dépourvu de tributaires est d'ordre un.
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux.
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre x est d'ordre $x+1$.
- L'ordre des cours d'eau est donc une classification qui reflète la ramification du cours d'eau.
- Pour déterminer l'ordre des cours d'eau il faut disposer d'un tracé en plan du réseau de drainage.

Un bassin versant à l'ordre du plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire.

- ❖ Le réseau de drainage (hydrographique) par ordre de Strehler du bassin versant de **BOUNACHI** est présenté sur la figure si dessous :

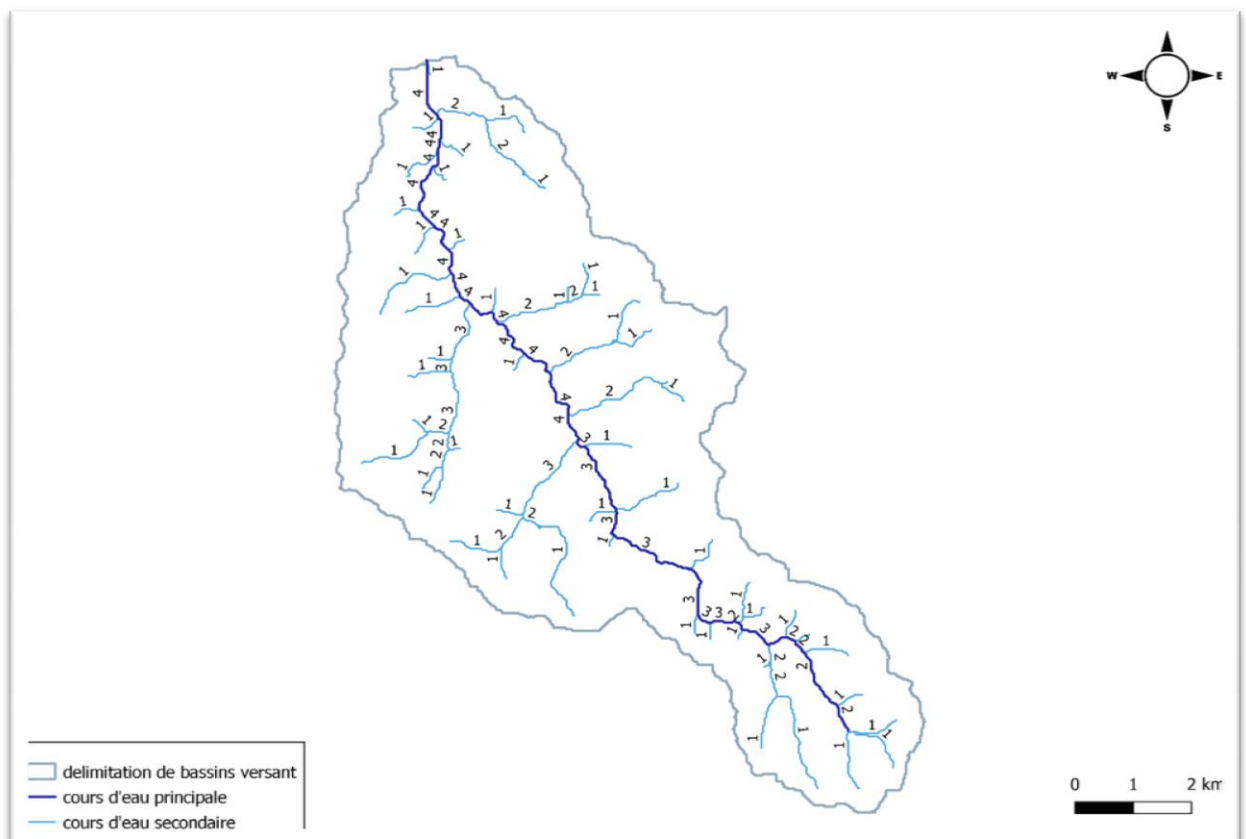


Figure (II.10) : réseau de drainage par ordre de Strehler du bassin versant de BOUNACHI

- **Le Degré de développement du réseau :**
 - **La densité de drainage**

La densité de drainage est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant :

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

Ou :

Dd : densité de drainage [km/km²] ;

Li : longueur totale de tous les cours d'eau d'ordre i [km].

A : surface du bassin versant [km²].

En pratique, les valeurs de densité de drainage varient de 3 à 4 pour des régions où l'écoulement n'a atteint qu'un développement très limité et se trouve centralisé ; elles dépassent 1000 pour certaines zones où l'écoulement est très ramifié avec peu d'infiltration. Selon Schumm, la valeur inverse de la densité de drainage, $C=1/D_d$, s'appelle « constante de stabilité du cours d'eau ». Physiquement, elle représente la surface du bassin nécessaire pour maintenir des conditions hydrologiques stables dans un vecteur hydrographique unitaire (section du réseau).

La densité de drainage du bassin versant de BOUNACHI : $D_d = 1,15 \text{ km/Km}^2$

❖ La valeur inverse de la densité de drainage $C = 0,863 \text{ Km}$

- **La densité hydrographique**

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{A}$$

Ou :

F : densité hydrographique [km⁻²] ;

Ni : nombre de cours d'eau ;

A : superficie du bassin [km²].

❖ La densité hydrographique du bassin versant de BOUNACHI : $F = 1,75 \text{ km}^{-2}$

Avec :

nombre de cours d'eau : $N_i = 107$

La surface du bassin versant : $A = 61,12 \text{ km}^2$

Il existe une relation assez stable entre la densité de drainage D_d et la densité hydrographique F , de la forme :

$$F = a \cdot D_d^2$$

Où $\langle\langle a \rangle\rangle$ est un coefficient d'ajustement.

En somme, les régions à haute densité de drainage et à haute densité hydrographique présentent en général une roche mère imperméable, un couvert végétal restreint et un relief montagneux. L'opposé, c'est-à-dire faible densité de drainage et faible densité hydrographique, se rencontre en région à substratum très perméable, à couvert végétal important et à relief peu accentué.

- **Le rapport de confluence**

Le rapport de confluence est un nombre sans dimension exprimant le développement du réseau de drainage. C'est un élément important à considérer pour établir des corrélations d'une région à une autre.

$$R_c = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n-1} \frac{N_i}{N_{i+1}}$$

Ou :

N_i : le nombre de tronçons de cours d'eau d'ordre i
 n : l'ordre total.

Le rapport de confluence est plus élevé pour un bassin de forme plus allongée.

❖ Le rapport de confluence du bassin versant de BOUNACHI : $R_c = 0,489$

- **Profil en long et profil en travers du cours d'eau :**

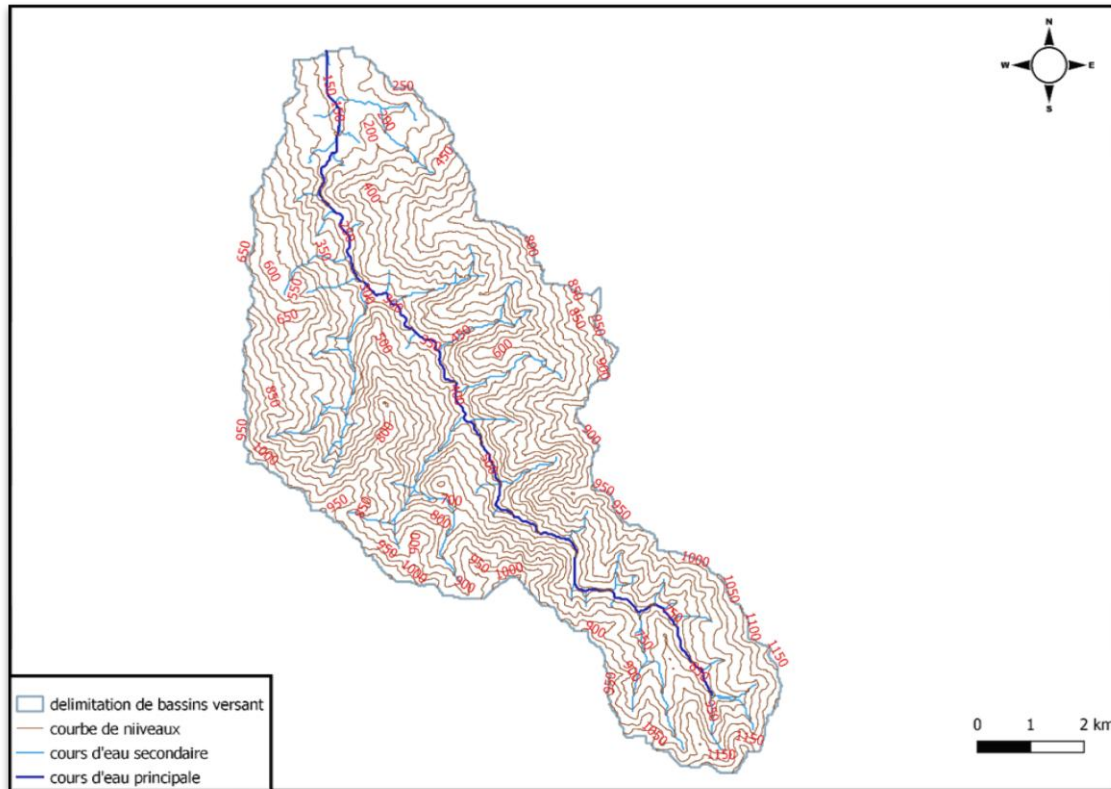
Le profil en long est représenté par une coupe longitudinale du cours d'eau suivant l'axe de l'écoulement. Sur un diagramme réduit à une échelle convenable on reporte les points (x_i , h_i) avec x_i la distance d'un point i à l'exutoire et h_i l'altitude du fond du lit au point i . Les pentes de l'écoulement ainsi que la pente moyenne du cours d'eau principal sont déterminées à partir de son profil en long. Dans la représentation du profil en long, des ruptures de pentes peuvent être mises en relief. Ce sont des accidents topographiques. Leur connaissance est particulièrement importante pour l'établissement des aménagements hydrauliques.

Le profil en travers représente un levé de la section transversale de l'écoulement en un point donné du cours d'eau. Les profils en travers des rivières permettent de mettre en relief l'existence d'un lit mineur d'écoulement et d'un lit majeur correspondant au champ d'inondation.

➤ **Détermination du profil en long de BOUNACHI :**

Le traitement cartographique altimétrique permet de tracer le profil en long du thalweg principal, dont l'extrémité en zone amont est située à l'altitude 1000 mètres (Tableau II.6). La pente moyenne du thalweg est égale à 40,16 ‰

Le plan altimétrique du bassin versant de BOUNACHI est présenté sur la figure (II.11)



La figure (II.11) : Plan altimétrique du Bassin versant de BOUNACHI

altitude	longueur cumulé	longueur entre les courbes	longueur entre les courbes cumulées	Hmin- Hmax	Hmoy
850	17226	0	0	723	
800	16402	824	824	673	698
750	15777	625	1449	623	648
700	15400	377	1826	573	598
650	14700	700	2526	523	548
600	13376	1324	3850	473	498
550	12346	1030	4880	423	448
500	11635	711	5591	373	398
450	10814	821	6412	323	348
400	9876	938	7350	273	298
350	8393	1483	8833	223	248
300	6808	1585	10418	173	198
250	5215	1593	12011	123	148
200	3349	1866	13877	73	98
150	1701	1648	15525	23	48
127	0	1701	17226	0	11,5

Tableau (II.6) : Les données altimétriques pour déterminer la pente moyenne du thalweg de BOUNACHI

La figure (II.12) présente le profil en long du thalweg principal de BOUNACHI et la variation de la pente longitudinale.

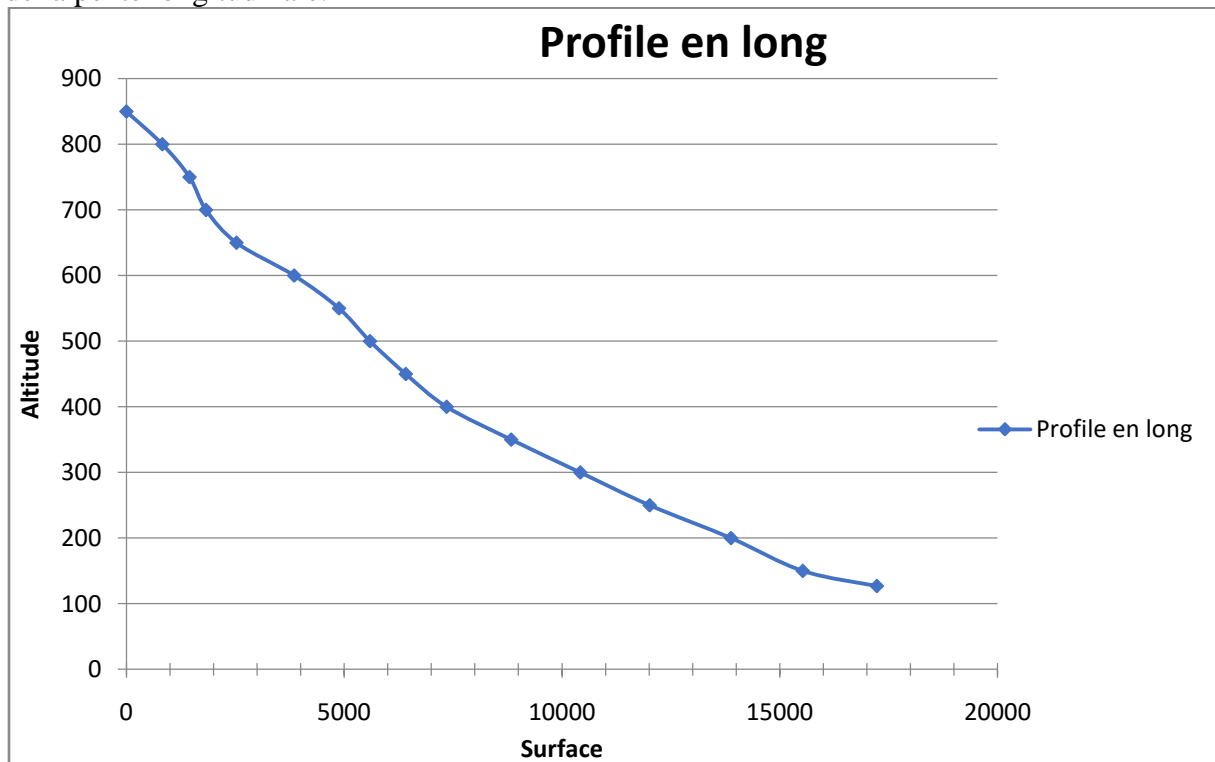


Figure (II.12) : profil en long du talweg principal de BOUNACH

- **La pente moyenne du cours d'eau principal**

Elle détermine la vitesse avec laquelle l'eau va s'écouler et se rend donc à l'exutoire. Parmi les méthodes utilisées pour le calcul de la pente moyenne, on site :

- Calcul du rapport entre la dénivellation maximale du cours d'eau et sa longueur total

$$P_{\text{moy}} = \frac{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}}{L}$$

Hmax et Hmin sont respectivement les altitudes extrêmes relevées sur le cours d'eau.

L longueur du cours d'eau

❖ La pente moyenne du cours d'eau principale de BOUNACHI : $P_{\text{moy}} = 40,16 \%$.

I.3.2.3 Les caractéristiques du sol et de son occupation

Le type de sol, le couvert végétal et l'occupation des terres jouent un rôle très important dans la réponse hydrologique d'un bassin versant à une sollicitation donnée (précipitation).

- ❖ **La nature du sol du bassin de BOUNACHI :**

Les marnes et les sédiments argileux faiblement perméable dominant le sol du bassin de BOUNACHI ce qui assure l'étanchéité, sur tout de la retenue et du site du barrage, ce qui rend le taux d'infiltration faible et assure un bon écoulement et favorise la capacité de rétention de la retenu.

❖ Le couvert végétal du bassin de BOUNACHI :

La couverture végétale à l'amont du bassin versant est importante elle est constituée de forêts d'oliviers et de figuiers ce qui retient une partie de l'eau atmosphérique, Cette eau interceptée est soustraite à l'écoulement de surface, le bassin versant est couvert par une végétation peu dense dans les zones montagneuse et par des zones agricoles autour de la plaine. Les forêts jouent un rôle régulateur des crues et diminuent l'érosion. Elles limitent le ruissèlement en offrant une plus grande rugosité à l'écoulement des eaux.

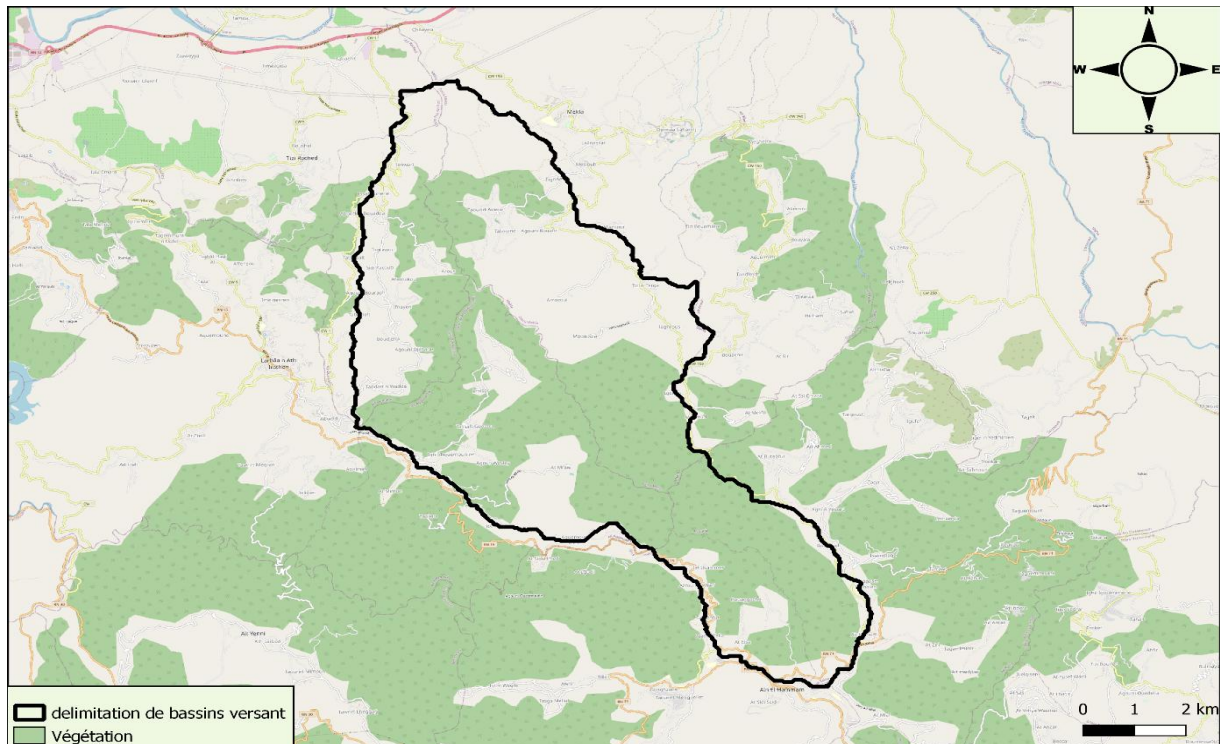


Figure (II.13) la couverture végétale sur le bassin versant de BOUNACHI

❖ Occupation des terres :

Les surfaces utiles agricoles dans la plaine de l'oued de Rabta se situent sur tout dans la partie aval du cours d'eau principale, a l'amont de sa confluence avec l'oued de Sebaou, ce qui signale une activité humaine agricole dans cette zone ces activités peuvent limiter l'érosion (en plantant des arbres, des haies...) ou au contraire favoriser le ruissèlement (en imperméabilisant des surfaces par exemples)

CONCLUSION

L'emplacement du barrage bounachi a été décrit dans ce chapitre, L'ouvrage de retenue sera réalisé sur l'oued Rabta à l'ouest de la localité de Mekla dans la wilaya de Tizi-Ouzou.

Après la collecte des données, on est passé à l'étude cartographique qui a permis de déterminer les caractéristiques morphologiques de notre bassin versant :

Un bassin versant symétrique et allongé, d'une superficie de $61,12 \text{ Km}^2$, avec une forte pente de $71,32\%$, il est entouré d'une hauteur variante entre 127m à 1219m, la longueur de cour d'eau principale est de 18 Km.

On note l'absence de données hydrologiques, ce qui nous pousse à trouver des alternatives pour estimer les écoulements dans le troisième chapitre.

L'analyse de ces données a appuyé la possibilité de la construction d'un barrage dans cette région.

Chapitre III

Etude hydrologique

Introduction

L'étude hydrologique a pour objectif d'estimer les différentes caractéristiques morphométriques, hydrographiques et climatologiques du bassin versant, d'étudier statistiquement les précipitations maximales journalières afin d'estimer le débit maximal probable de projet et de chantier et les précipitations total annuel afin d'estimer les écoulements moyen interannuel, les écoulements fréquentiels interannuel et l'écoulement solide ainsi leurs répartitions temporaires.

L'étude hydrologique représente une étape importante dans la projection d'un barrage, surtout dans le dimensionnement du barrage et notamment les différents éléments de l'évacuateur de crues.

Selon les données fournis par L'ANBT et l'ANRH, le bassin versant d'oued RABTA n'a pas fait l'objet d'étude hydrologique jusqu'à ce jour.

Afin de réaliser notre étude hydrologique, et En absence des mesures hydrométriques, on est dans l'obligation de faire appel aux différentes méthodes applicables dans les conditions physico-géographiques du Nord de l'Algérie.

I.1 Etude de l'écoulement d'eau moyen interannuel et saisonnier

I.1.1 Le bilan hydrologique

Le bilan hydrologique désigne la répartition des différents volumes d'eau compris dans chacune des parties du cycle de l'eau, pour une période et un bassin donné, il consiste à analyser les volumes d'eau qui entrent et qui sortent d'un système défini dans l'espace (l'échelle du bassin versant) et dans le temp (période d'une année hydrologique).

Le bilan hydrologique peut s'exprimer par l'équation suivante :

$$P = E + R + I$$

P : précipitations totales,
E : évaporation + transpiration des plantes,
R : ruissellement de surface,
I : infiltration

Ce simple calcul permet d'évaluer les modifications dans le cycle de l'eau d'un bassin versant donner à la suite des changements dans le processus hydrologique.

I.1.2 Etude climatique

I.1.2.1 Précipitations Moyennes Interannuelles

Les précipitations moyennes interannuelles PMI représentent la caractéristique climatique fondamentale d'une région donnée. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

La valeur de la pluie moyenne interannuelle PMI, pour le bassin versant de BOUNACHI, est tirée de la carte, élaborée pour le Nord d'Algérie, par l'ANRH est de l'ordre de **850 mm**. (Figure III.1).

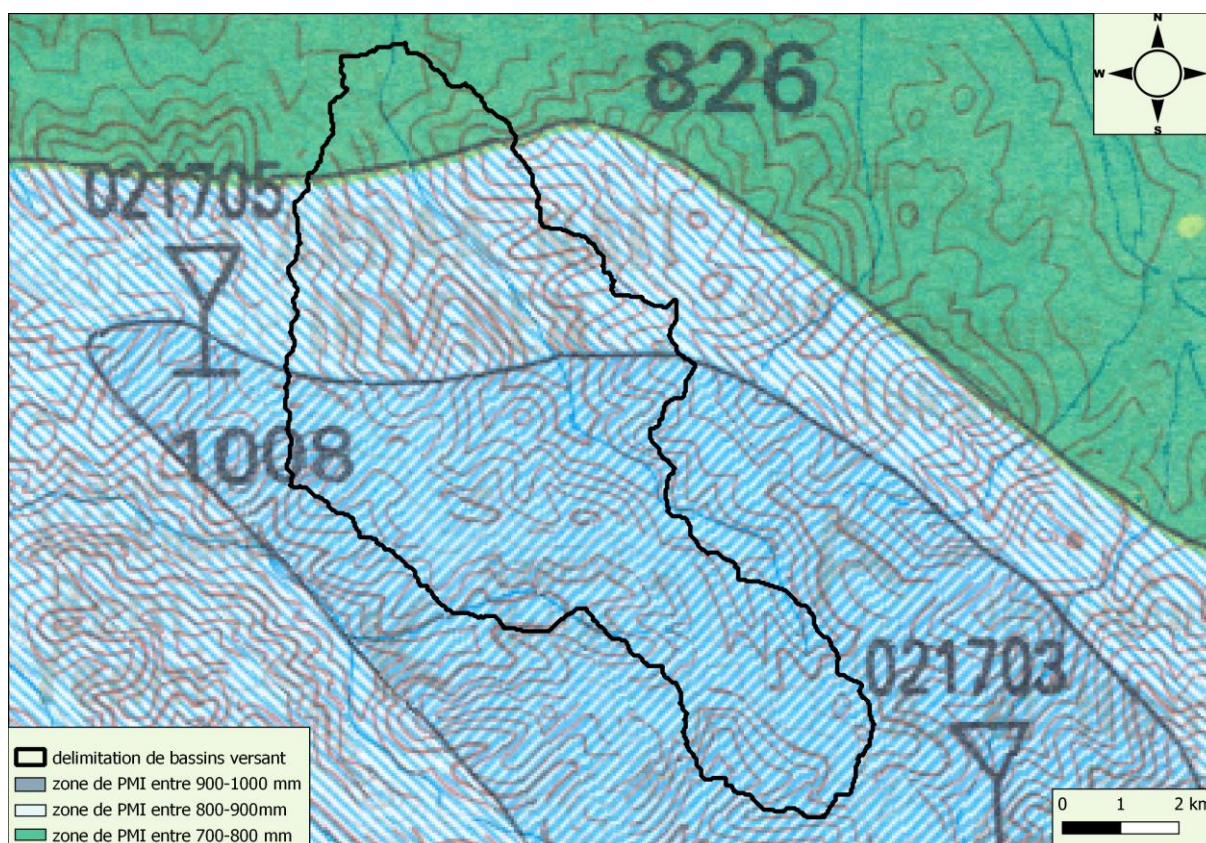


Figure (III.1) : présentation du bassin versant de BOUNACHI sur la carte de pluviométrique de l'ANRH

Les données pluviométriques sont collectées au niveau de l'ANRH, avec la présence de six stations météorologiques, à partir de ces six stations ils ont établi un tableau de pluies moyennes propres. Cette opération a été réalisée pour toutes les années d'observations de 1971 à 2011. Ceci a permis d'avoir une série des pluies annuelles de 41 années.

Les données des précipitations annuelles sont récapitulées dans le tableau (III.1).

Année	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981
Précipitation (mm)	1289	1057	1174	712	1082	780	712	680	829	981	882
Année	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992
Précipitation (mm)	859	864	1035	856	1063	707	799	537	839	763	753
Année	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003
Précipitation (mm)	642	960	941	526	1118	754	612	772	496	1363	923
Année	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011			
Précipitation (mm)	947	808	816	1026	1188	985	1068	1010			

Tableau (III.1) : pluies annuelles

Le traitement statistique des pluies annuelles a permis l'estimation des paramètres statistiques essentiels, par la méthode des moments, de cet échantillon de 41 ans : La valeur moyenne interannuelle **PMI** est égale à **883 mm**, le coefficient de variation $C_v = 0.227$ et le coefficient d'asymétrie $C_s = 0.217$.

I.1.2.2 Analyse fréquentiel

- **Construction de la courbe empirique des fréquences de précipitations :**

Méthode graphique :

Le calcul de la fréquence empirique se fait avec la formule de **Tchegadaye**, qui est la suivante :

$$F(x) = \frac{m-0,3}{n+0,4} \cdot 100$$

Où :

F(x) : Fréquence empirique de l'échantillon, en %.

m : Rang de la variable aléatoire observée.

n : Nombre d'année d'observations.

La construction de la courbe empirique des fréquences des pluies annuelles se fait, en classant les valeurs dans l'ordre décroissant, en calculant pour chaque valeur la fréquence empirique correspondante. Sur un quadrillage probabiliste approprié, on porte les points (xi, Pi%). Ainsi l'ensemble des points portés sur le quadrillage statistique constitue la courbe empirique des fréquences. Les résultats du calcul des fréquences sont représentés dans le tableau ci-dessous :

variable	Rang(m)	Pi%	variable	Rang (m)	Pi%
1363	1	1,69	856	22	52,42
1289	2	4,11	839	23	54,83
1188	3	6,52	829	24	57,25
1174	4	8,94	816	25	59,66
1118	5	11,35	808	26	62,08
1082	6	13,77	799	27	64,49
1068	7	16,18	780	28	66,91
1063	8	18,60	772	29	69,32
1057	9	21,01	763	30	71,74
1035	10	23,43	754	31	74,15
1026	11	25,85	753	32	76,57
1010	12	28,26	712	33	78,99
985	13	30,68	712	34	81,40
981	14	33,09	707	35	83,82
960	15	35,51	680	36	86,23
947	16	37,92	642	37	88,65
941	17	40,34	612	38	91,06
923	18	42,75	537	39	93,48
882	19	45,17	526	40	95,89
864	20	47,58	496	41	98,31
859	21	50,00			

Tableau (III.2) : résultats du calcul des fréquences

On représente les résultats sur la figure (III.2) :

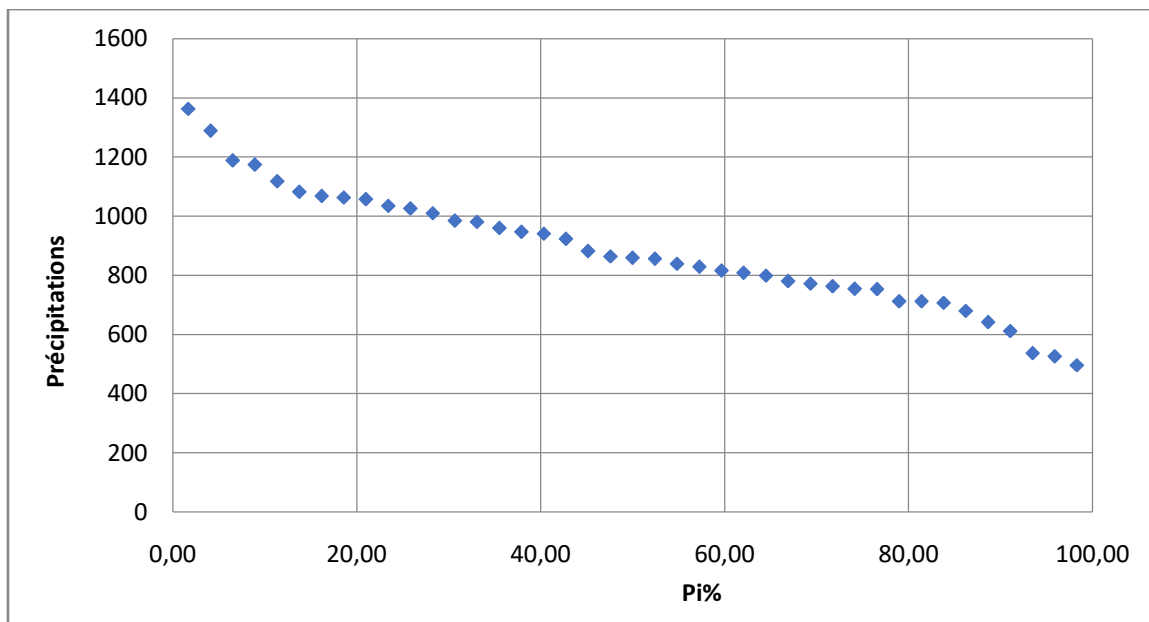


Figure (III.2) : courbe empirique des fréquences

- **Ajustement d'une lois normal a notre echantillon :**

Pour vérifie si l'échantillon des pluies annuelle expérimentale du barrage BOUNACHI peuvent être représenté par une distribution gaussienne, on procède comme suite :

- **Calcule des caractéristiques empiriques :**

- ❖ Moyenne :

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

$$\bar{x}=883,12$$

- ❖ Ecart type :

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

$$s=200,81$$

- ❖ Variance :

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$$

$$s^2=40325,75$$

- ❖ Coefficient de variation :

$$Cv = \frac{s}{\bar{x}}$$

$$Cv=0,227$$

- **Classer les valeurs par ordre croissant**
- **Calcul des fréquences expérimentales :** plusieurs formules sont données dans la littérature, on recommande celle de Hazen donnée par :

$$F_i(x) = (n_i - 0,5) / N$$

Où

n : numéro d'ordre de la pluie

N : la taille de l'échantillon

On distingue deux cas :

- Si les valeurs sont classées par ordre croissant, la formule ci-dessus donne la fréquence au non-dépassement ($F = F.D.N$) ;
- Si les valeurs sont classées par ordre décroissant, la formule ci-dessus donne la fréquence au dépassement ($F = F.D$)
- **Classement des pluies théorique**

Ce sont des pluies qui ont une fréquence théorique égale à la fréquence expérimentale calculée précédemment. Pour déterminer ces valeurs on procède comme suite :

- a) On détermine la variable réduite de Gauss, z, correspondante aux fréquences expérimentales calculées dans l'étape précédente, en utilisant la table des fractiles de la loi centrée réduite (Table 2) (Annexe 7) ou la fonction Loi Normal Standard Inverse sur Excel.
- b) On calcule les pluies théoriques en utilisant l'équation suivante :

$$z = \frac{x - \bar{x}}{s} \rightarrow x = z * s + \bar{x}$$

Où :

\bar{x} : la moyenne

S : l'écart type

Z : variable réduite de Gauss par la Table 2 (Annexe 7)

X : pluie théorique recherchées

- **Tracé de la droite de Henry**

La droite de Henry peut être tracée sur papier à échelle arithmétique (sur Excel). Chaque valeur est définie par une abscisse (valeurs réduites de Gauss) et une ordonnée (valeur théorique).

Une fois tracée, il suffit de vérifier l'ajustement des pluies expérimentales autour de la droite d'Henry en reportant les valeurs classées (expérimentales).

- **Observation** : plusieurs cas se présentent :
- Les points expérimentaux s'alignent bien et la droite de Henry se place au milieu des points. Donc, la loi de Gauss peut s'adapter à notre échantillon.
- Les points expérimentaux s'alignent bien, mais la droite de Henry est mal placée par rapport à ces points. Il peut s'agir d'une erreur dans la détermination des caractéristiques empirique.
- Les points expérimentaux ne s'alignent pas. La loi de Gauss est à rejeter. Il faudrait essayer d'ajuster une autre loi de probabilité à notre échantillon

Après calculs, les étapes précédentes sont présentés dans le tableau suivant :

valeur exp	ordre	Fréquence exp(π_i)	Valeur théorique	Quantil(Z)
496	1	0,012	430	-2,257
526	2	0,037	524	-1,786
537	3	0,061	573	-1,546
612	4	0,085	608	-1,372
642	5	0,110	637	-1,226
680	6	0,134	661	-1,107
707	7	0,159	683	-0,998
712	8	0,183	702	-0,904
712	9	0,207	719	-0,816
753	10	0,232	736	-0,732
754	11	0,256	752	-0,655
763	12	0,280	766	-0,582
772	13	0,305	781	-0,51
780	14	0,329	794	-0,442
799	15	0,354	808	-0,374
808	16	0,378	821	-0,31
816	17	0,402	833	-0,248
829	18	0,427	846	-0,184
839	19	0,451	858	-0,123
856	20	0,476	871	-0,06
859	21	0,500	883	0
864	22	0,524	895	0,057
882	23	0,549	908	0,123
923	24	0,573	920	0,184
941	25	0,598	933	0,248
947	26	0,622	945	0,31
960	27	0,646	958	0,374
981	28	0,671	972	0,442
985	29	0,695	986	0,51
1010	30	0,720	1000	0,582
1026	31	0,744	1015	0,655
1035	32	0,768	1030	0,732
1057	33	0,793	1047	0,816
1063	34	0,817	1065	0,904
1068	35	0,841	1084	0,998
1082	36	0,866	1105	1,107
1118	37	0,890	1129	1,226
1174	38	0,915	1159	1,372
1188	39	0,939	1195	1,554
1289	40	0,963	1242	1,786
1363	41	0,988	1336	2,257

Tableau (III.3) : Ajustement de la loi normal

Colonne 1 : indique les valeurs expérimentales telle qu'elles on était mesurées classé par ordre croissant

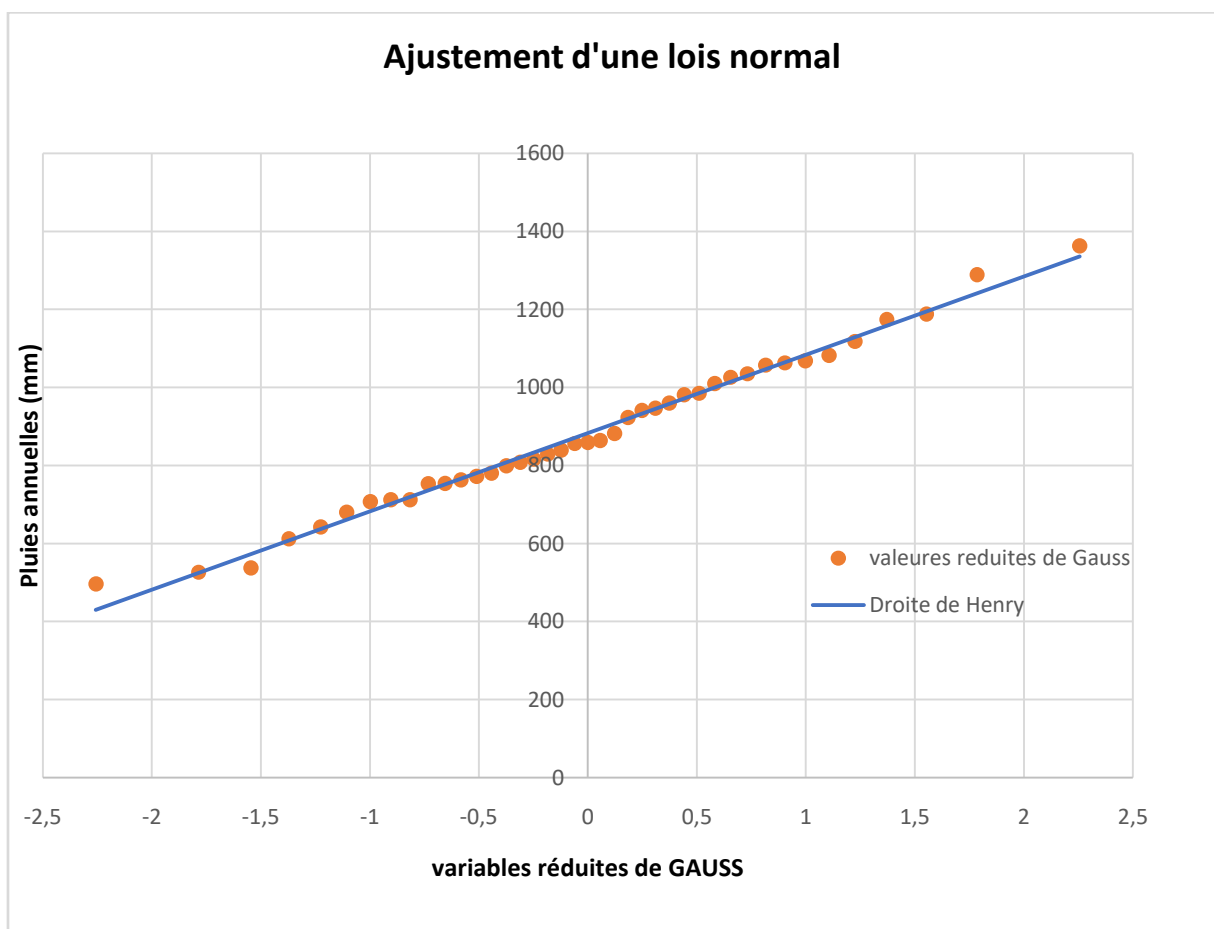
Colonne 2 : l'ordre de classement n

Colonne 3 : fréquence expérimentale qui donne la fréquence au non-dépassement (FND), en appliquant l'équation : $F_i(x) = (n_i - 0,5) / N$, (la probabilité au dépassement s'obtient par : $FD = 1 - FND$)

Colonne 4 : Représente les pluies théoriques calculées

Colonne 5 : donne les valeurs de la variable réduite de Gauss obtenue en fonction des FND en utilisant la Table 2 (Annexe 7)

Le tracé de la droite de HENRY et représenté dans la figure ci-dessous :



- ❖ **Observation** : Les points expérimentaux s'alignent bien et la droite d'henry se place au milieu des points donc l'échantillon des pluies annuelles expérimentales du barrage BOUNACHI s'ajustent-en suivant la loi normale.

- **Teste du KHI-DEUX (X^2) (test de Pearson)**

C'est un outil statistique qui permet de vérifier la concordance entre une distribution expérimentale et une distribution théorique c'est-à-dire entre le KHI-DEUX_{calculé} et le KHI-DEUX_{théorique}, la méthode consiste à calculer l'histogramme des fréquences et la distribution de la loi de probabilité servant du modèle théorique.

Etapas :

Répartition des valeurs en classe :

Trouver le nombre de classe : $K = 1 - \frac{10 \cdot \text{Log } N}{3}$

Calculer l'étendue de la classe : $E = P_{\max} - P_{\min}$

Calculer l'amplitude : $A = \frac{E}{K-1}$

Calculer la limite inférieure : $Li = P_{\min} - \frac{A}{2}$

Calculer des variables réduites : Z_{i-1} et Z_i

$$Z = \frac{X_{\text{exp}} - \bar{x}}{S}$$

P_{exp} : Pluie expérimentale de la classe [X_{i-1} , X_i]

\bar{x} : la moyenne

S : Ecart type

- Déduire les probabilités tabulées (calculée) : FND_{i-1} et FND

A partir de la table de la loi normale centrée réduite à partir de la variable réduite

(Z) (Annexe 8)

FND : Fréquence au non-dépassement

- Déduire la fréquence de la classe après le calcul effectué sur le tableau de fréquence (Tableau (III.3))
- Calculer des fréquences théoriques :

$$nti = N * (FND_{i-1} + FND_i)$$

nti : Fréquences théoriques

N : nombre d'année

FND : fréquence au non-dépassement

- Calcule du KHI-DEUX :

$$X^2 = \sum \frac{(n_i - n_{ti})^2}{n_{ti}}$$

n_i : Fréquence expérimentale

n_{ti} : Fréquence théoriques.

- Calcule du degré de liberté :

$$V = K - 1 - r$$

Avec :

V : nombre de degré de liberté

K : nombre de classe

r : le nombre de paramètre qui caractérisent complètement la distribution théorique (dans le cas de la lois normal r = 2)

- Déduire de KHI-DEUX théorique à partir de la table de KHI-DEUX (Annexe9)
- Comparer le KHI-DEUX calculé et le KHI-DEUX théoriques

Le tableau de fréquence est représenté ci-dessous :

Précipitation	Retour	Fréquence	Précipitation	Retour	Fréquence
496	1	0,0244	882	1	0,0244
526	1	0,0244	923	1	0,0244
537	1	0,0244	941	1	0,0244
612	1	0,0244	947	1	0,0244
642	1	0,0244	960	1	0,0244
680	1	0,0244	981	1	0,0244
707	1	0,0244	985	1	0,0244
712	2	0,0488	1010	1	0,0244
753	1	0,0244	1026	1	0,0244
754	1	0,0244	1035	1	0,0244
763	1	0,0244	1057	1	0,0244
772	1	0,0244	1063	1	0,0244
780	1	0,0244	1068	1	0,0244
799	1	0,0244	1082	1	0,0244
808	1	0,0244	1118	1	0,0244
816	1	0,0244	1174	1	0,0244
829	1	0,0244	1188	1	0,0244
839	1	0,0244	1289	1	0,0244
856	1	0,0244	1363	1	0,0244
859	1	0,0244			
864	1	0,0244			

Tableau (III.4) : Tableau des fréquences

Le polygone et l'histogramme des fréquences sont représenté dans la figure(III.4)

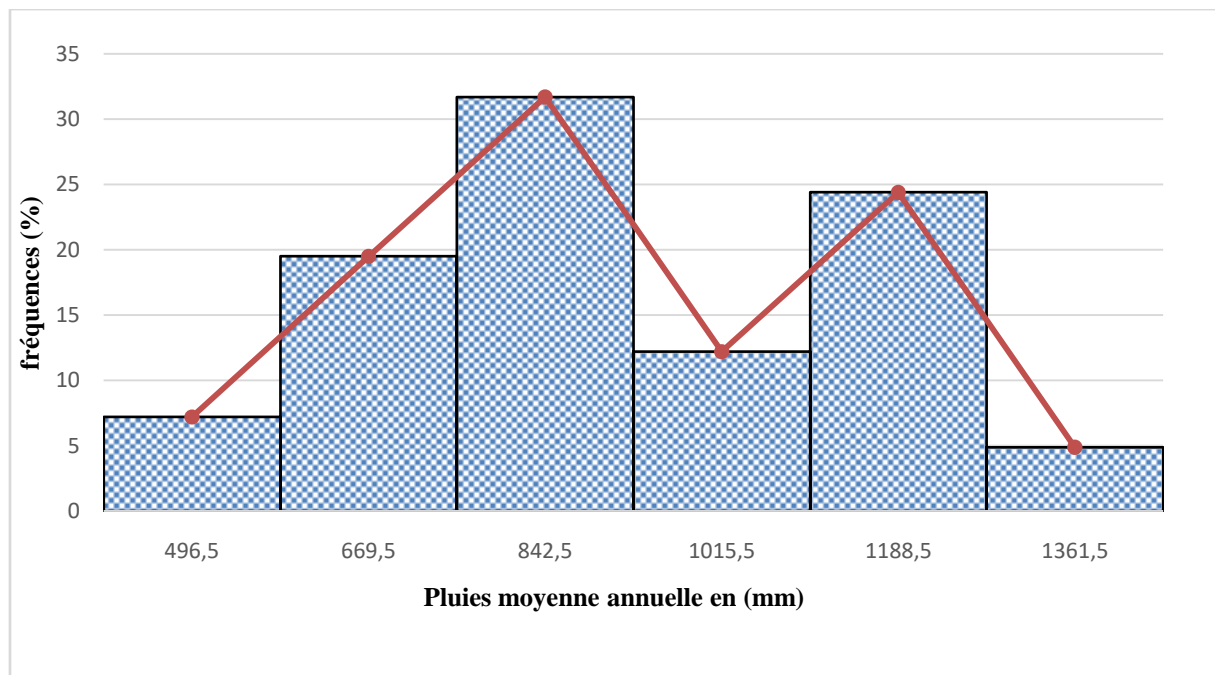


Figure (III.4) : polygone et histogramme des fréquences

Après calcul Les étapes du teste du KHI-DEUX sont représenté dans le tableau ci-dessous :

Ni	borne inf Xi-1	borne sup Xi	Centre de classe Ci	var reduit Zi-1	var reduite Zi	Prob (Xi-1) FNDi-1	Prob (Xi) FNDi	fréq ex % fi %	freq exp ni	freq théor nti	Khi-deux X ²
1	410	583	496,5	-2,36	-1,49	0,009	0,068	7,2	0,072	-2,42	-2,57
2	583	756	669,5	-1,49	-0,63	0,068	0,264	19,5	0,195	-8,04	-8,44
3	756	929	842,5	-0,63	0,23	0,264	0,409	31,7	0,317	-5,93	-6,58
4	929	1102	1015,5	0,23	1,09	0,409	0,138	12,2	0,122	11,12	10,87
5	1102	1275	1188,5	1,09	1,95	0,138	0,026	24,4	0,244	4,60	4,13
6	1275	1448	1361,5	1,95	2,81	0,026	0,003	4,88	0,0488	0,95	0,85
										X ² calculé	-1,73

Tableau (III.5) : Calculs du test du KHI-DEUX (X²)

❖ Après calcul on a trouvé :

Le degré de liberté :V= 3

Avec : Nombre de classe K=6

Seuil =0,1

r=2

Le KHI-DEUX théorique = 6,25 (Dédruit a partire de la table de KHI-DEUX) (annexe 9)

Comparaison : KHI-DEUX_{théo} (6,25) > KHI-DEUX_{calculé}(|-1,73|)

On remarque que KHI-DEUX calculé est inférieur ou KHI-DEUX Théorique

Donc : d'après la remarque on accepte l'hypothèse que le phénomène étudié suit la distribution théorique choisie c'est-à-dire la loi est adéquate et le principe est vérifié

I.1.2.3 Pluies moyennes mensuelles

On considère que la répartition mensuelle des pluies est à la répartition climatique de la région. Celle-ci se caractérise par une saison pluvieuse qui dure les mois : octobre, novembre, décembre, janvier, février, mars et avril. Durant ces mois la quantité des pluies dépasse la valeur moyenne mensuelle. Une deuxième saison sèche, qui dure cinq mois, soit de mai au mois de septembre, avec une quantité des pluies mensuelles inférieures à la valeur moyenne mensuelle.

Les pluies moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau (III.6)

Mois	Sept	Oct.	Nov.	déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout
Pluies moyenne mensuelles (mm)	39,19	66,71	104,42	133,29	115,15	107,03	91,29	84,47	54,62	10,50	4,03	7,36

Tableau (III.6) : pluies moyenne mensuelles de la région

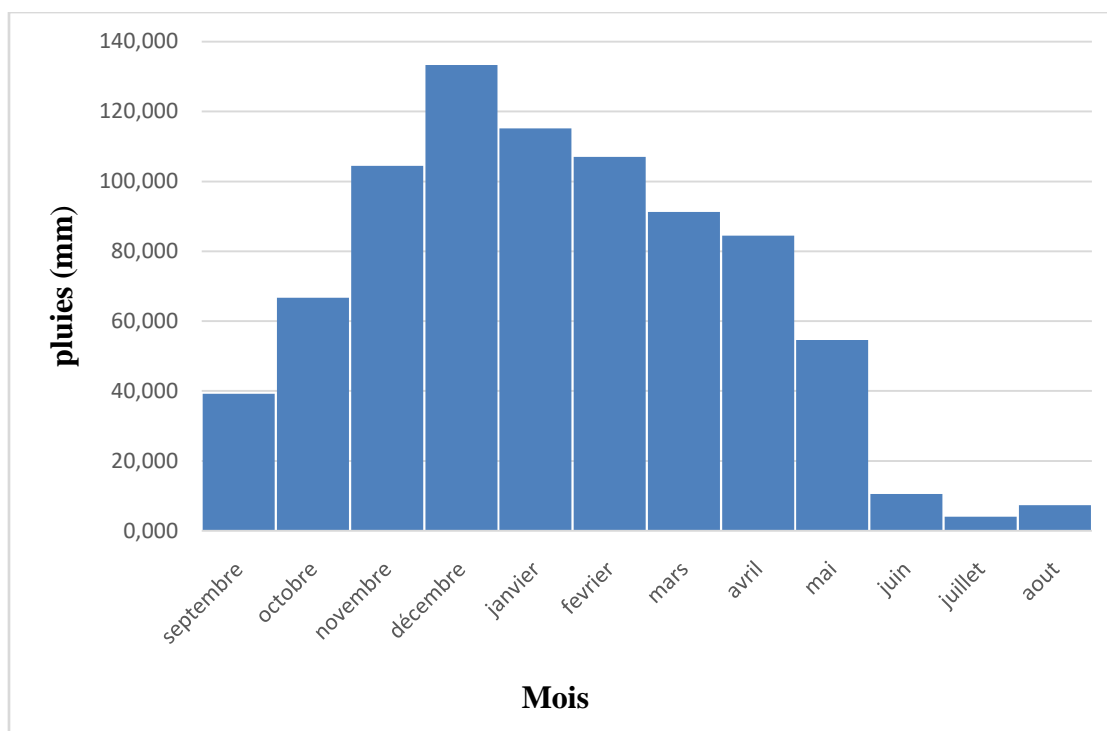


Figure (III.5) : variation des pluies mensuelles

I.1.2.4 Evapotranspiration moyenne Interannuelle

L'évapotranspiration est l'ensemble des processus d'évaporation et de transpiration à partir d'un sol couvert d'une végétation. La quantité d'eau évapotranspiré sur un bassin versant, pendant une période donnée, représente l'évaporation totale du bassin.

La valeur de l'évapotranspiration potentielle moyenne interannuelle est tirée de la carte élaborée par l'A.N.R.H en 2002. **ETI =1250 mm/an.**

I.2 Etude des écoulements

I.2.1 Estimation de l'écoulement moyen inter annuel

Le manque de longues séries d'observations hydrologiques ou dans le cas présent, il y a absence totale des données hydrométriques, Ceci nous a obligés à recourir aux méthodes ou formules empiriques pour l'estimation de l'écoulement moyen interannuel. Ci-dessous, on site quelques-unes :

- **Formule de Samie :**

$$E_a = P_a^2 (293 - 2,20\sqrt{S})$$

Où :

E_a : Écoulement moyen interannuel, en mm.
 P_a : Pluie moyenne interannuelle, en m.
 S : Surface du bassin versant, en km².

- **Formule de Maillet et Gauthier :**

$$E_a = 0,6 P_a (1 - 10^{-0,36*P_a^2}) 10^3$$

Où :

E_a : Écoulement moyen interannuel, en mm.
 P_a : Pluie moyenne interannuelle, en m.

- **Formule dite 'Algérienne'**

$$E_a = P_a (1 - 10kPa^2) 10^3$$

Où :

E_a Écoulement moyen interannuel, en mm.
 P_a Pluie moyenne interannuelle, en m. $k=0.18-0.01\log S$

- **Formule de TURC :**

$$E_0 = P_0 - \left(\frac{P_0}{\sqrt{0,9 + \frac{P_0^2}{L^2}}} \right)$$

Où :

$$L = 300 + 25T_0 + 0.05T_0^3$$

T_a = Température moyenne annuelle, en C°

- **Formule de Sogreah :**

$$E_a = 720 \left(\frac{P_a - 150}{1000} \right)^{1.85}$$

Où :

E_a : Écoulement moyen interannuel, en mm.

P_a : Pluie moyenne interannuelle, en mm.

- **Formule de Coutagne :**

$$E_0 = P_0 - D_0$$

$$D_0 = P_0 - m P_0$$

Où :

P_0 : pluie moyenne interannuelle, en m.

D_0 : Déficit d'écoulement, en mm.

t : Température moyenne interannuelle, en $^{\circ}C$.

$$m = \frac{1}{0.8 + 0.6t}$$

- **Méthode de LADJEL Mahmoud**

Cette formule est obtenue sur la base de traitement des données hydro-pluviométriques d'un grand nombre de bassins versants de la partie Nord de l'Algérie, en tenant compte de l'influence conjuguée des facteurs sur l'écoulement.

$$E_0 = \alpha_0 \cdot P_0$$

Où :

E_0 : Ecoulement moyen Interannuel, mm.

P_0 : Pluie moyenne interannuelle, mm

α_0 : Coefficient climatique de l'écoulement

L'analyse a montré que le Nord de l'Algérie peut être subdivisé en deux grandes régions : la première contiguë avec le littoral Est dont les pluies sont supérieures à 600 mm, et l'autre région avec des pluies inférieures à 600mm. L'exposant climatique m s'exprime différemment pour les deux régions.

Pour la région où les pluies sont supérieures à 600 mm, il s'écrit :

$$\alpha_0 = C_m \frac{(S+1)^{0.0023}}{(P_0+1)^{0.01307} (H+1)^{0.0023}}$$

Où :

C_m : Coefficient climatique, sa valeur est tirée d'une carte. (0,402)

S : Superficie du bassin versant, Km^2 .

H : Altitude moyenne du bassin versant, m.

Alors que pour la région où les pluies sont inférieures à 600 mm, ce dernier s'écrit ainsi :

$$\alpha_0 = C_m \frac{(S+1)^{0.0034}}{(P_0+1)^{0.0167} (H+1)^{0.0022}}$$

Où :

C_m : Coefficient climatique, sa valeur est tirée d'une carte. (0,402)

S : Superficie du bassin versant, Km².

H : Altitude moyenne du bassin versant, m.

- ❖ Les valeurs de l'EMI, obtenues par les différentes approches, sont présentées dans le tableau (III.7). On peut constater que les valeurs obtenues varient de 76.12 mm à 405,298 mm, car certaines formules ne tiennent pas compte de la variabilité climatique des facteurs générateurs de l'écoulement. Alors que l'approche méthodique de Ladjel est vérifiée sur la base de la totalité des données hydro-pluviométriques disponibles de la partie Nord de l'Algérie. Ceci justifie le choix de la valeur du EMI= 323,10 (**323 mm** avec arrondissement)

Formule	Samie	M et G	Algérienne	Sogreah	Turc	Coutagne	Ladjel
EMI (mm)	215.04	252.197	222.837	405.298	188.96	76.12	323,10

Tableau (III.7) : valeur de EMI avec les différentes méthodes

I.2.2 Caractéristiques de l'écoulement moyen

I.2.2.1 Module de l'écoulement

$$Me = \frac{E_0 \cdot S}{T_a}$$

Avec :

Me : Module de l'écoulement (l/s) ;

S : surface du bassin versant (m²)

E₀ : Ecoulement moyen interannuel (mm) ;

T_a : Le temps d'une année en seconde.

Le module de l'écoulement est de l'ordre de : **626 l/s**

I.2.2.2 Module de l'écoulement relatif

Le module de l'écoulement relatif est estimé par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{M_e}{S}$$

Ou :

M₀ : Module de l'écoulement relatif (l/s. Km²)

Me : Module de l'écoulement, (l/s)

S : Superficie du bassin versant (km²)

Le module de l'écoulement relatif est de l'ordre de **10,24 l/s. Km²**

I.2.3 Etude des écoulements fréquents

L'estimation fréquentielle des écoulements peut être envisagée par l'application d'une loi Log-Normale (loi de Galton) recommandée par l'Agence Nationale des Barrages et Transferts et l'ajustement fréquentiel de la série hydrométrique reconstitué par les formules empiriques précédentes.

I.2.3.1 Loi de Galton

La loi de Galton (Log-Normal) pour l'estimation de l'écoulement fréquentiel se présente sous la forme suivante :

$$E_{p\%} = \frac{E_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{U_{p\%} \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}$$

Avec :

$E_{p\%}$: Ecoulement fréquentiel ; (mm)

E_0 : Ecoulement moyen interannuel (mm) ;

$U_{p\%}$: Variable réduite de Gauss ;

C_v : Coefficient de variation de l'écoulement moyen.

➤ Coefficient de variation moyen de l'écoulement

Pour la détermination du coefficient de variation moyen des écoulements annuels du cours d'eau De l'Oued Rabta, on utilise les formules empiriques suivantes :

- Formule de Sokolovski-Chevliev

La formule de Sokolovsky-Chevliev pour l'estimation du coefficient de variation moyen des écoulements annuels est la suivante :

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log(M_0) - 0,063 \log(S+1)$$

Avec :

C_v : Coefficient de variation moyen de l'écoulement annuel ;

M_0 : Module spécifique de l'écoulement annuel (l/s.km²) ;

S : Superficie du bassin versant (km²)

Le coefficient de variation de l'écoulement moyen est de l'ordre de 0,374

Formule de l'ANRH

La formule de l'ANRH pour l'estimation du coefficient de variation moyen des écoulements annuels est la suivante :

$$C_v = \frac{0,70}{M_0^{0,125}}$$

Avec :

C_v : Coefficient de variation moyen de l'écoulement annuel ;

M_0 : Module spécifique de l'écoulement annuel (l/s.km²).

Le coefficient de variation de l'écoulement moyen est de l'ordre de : 0.523.

- Formule d'Antonov :

$$C_v = \frac{0,78}{(S+1000)^{0,097}}$$

Avec :

C_v : Coefficient de variation moyen de l'écoulement annuel.

S : surface du bassin versant

Le coefficient de variation de l'écoulement moyen est de l'ordre de : 0,397

- Formule de Padoun

$$Cv = K \cdot \frac{0,93}{M_0^{0,23}}$$

Avec :

0,25 < K < 1 on prend : K = 0,7

M_0 : Module spécifique de l'écoulement annuel (l/s.km²).

Le coefficient de variation de l'écoulement moyen est de l'ordre de 0,381

On opte pour une valeur moyenne des résultats précédentes, alors le coefficient de variation moyen de l'écoulement annuel est de l'ordre de : $Cv = 0.419$ Alors,

Les résultats l'écoulement fréquentiel et le volume d'écoulement fréquentiel se présente dans le tableau.

$E_{80\%} = 212,45$ mm

Période de retour (ans)	Fréquences (%)	Variable de Gauss	Écoulement fréquentiel (mm)	Le volume d'écoulement fréquentiel hm ³
1,25	80	-0,84145	212,45	12,98
10	10	1,28229	499,12	30,51
20	5	1,64308	577,04	35,27
50	2	2,05046	679,76	41,55
100	1	2,32723	759,80	46,44
1000	0,1	3,15954	1061,88	64,9

Tableau (III.8) : résultats l'écoulement fréquentiel et le volume d'écoulement fréquentiel

I.2.3.2 Répartition mensuelle de l'écoulement fréquentie

La répartition mensuelle de l'écoulement moyen annuel et de l'écoulement fréquentiel annuel suivent la même répartition mensuelle des précipitations. La distribution mensuelle de l'écoulement moyen annuel et des écoulements fréquents sont présentées et illustrées sur le tableau suivant :

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout
Pluies moyennes mensuelles	39,19	66,71	104,42	133,29	115,15	107,03	91,29	84,447	54,62	10,5	4,03	7,36
$E_{80\%}$	9,82	16,60	23,83	32,85	28,45	26,47	22,62	20,95	13,63	2,67	1,04	1,88

Tableau (III.9) Répartition mensuelle de l'écoulement fréquentiel

I.2.4 Analyse fréquentielle

Sachant que nous ne disposons pas d'une série d'écoulement. à l'aide de la méthode de Ladjel, on a pu reconstituer une série hydrométrique de l'oued de Rabta ainsi la transformation des pluies en écoulements

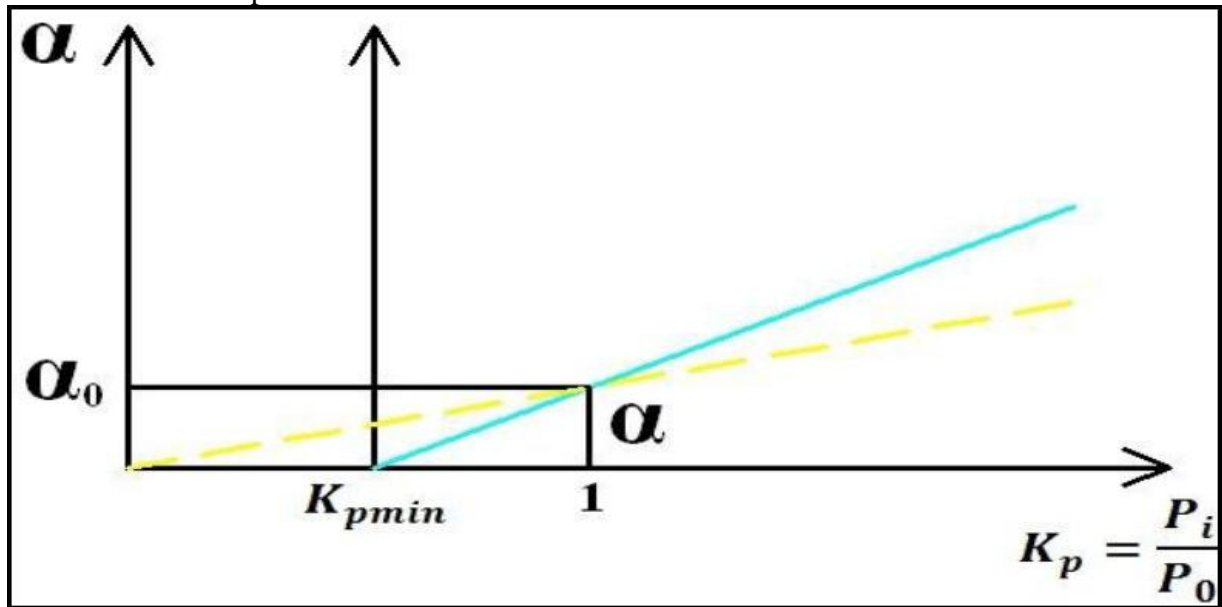


Figure (III.6) : La fonction $\alpha = F(K_p)$

La seule donnée sur l'écoulement est la moyenne interannuelle E_0 . La moyenne de la pluie est calculée par $P_0 = \frac{\sum P_i}{n}$ ceci permet de déterminer le coefficient de l'écoulement $\alpha_0 = \frac{E_0}{P_0}$

Dans un système d'axe $(\alpha, 0, K_p)$ où K_p exprime le rapport $(\frac{P_i}{P_0})$ On distingue le point $(1, \alpha_0)$ et le point $(K_{pmin}, 0)$, avec : $K_{pmin} = 10 \cdot e^{-10 \cdot C_v}$

La recherche de cette dépendance analytique, entre le coefficient d'écoulement d'une Année $\alpha = \frac{E_i}{P_i}$ le module des pluies $K_{p_i} = \frac{P_i}{P_0}$ est fondée sur les considérations suivantes :

- Quand le coefficient d'écoulement $\alpha_i = \alpha_0$, ceci correspond à un module de pluie $k_{p_i} = 1$.
- Quand le module de pluie $k_{p_i} = k_{pmin}$ l'écoulement est nul et $\alpha_i = 0$.

Sachant que la valeur maximale théorique de coefficient d'écoulement α_i ne peut atteindre la valeur 1,

Par conséquent, nous proposons la relation analytique sous la forme d'une fonction racine :

$$\alpha_i = \alpha_0 \left(\frac{K_{p_i} - K_{pmin}}{1 - K_{pmin}} \right)^{\alpha_i - 1}$$

Avec :

α_i : Coefficient d'écoulement de l'année en cours.

α_{i-1} : Coefficient d'écoulement de l'année précédente.

K_{p_i} : Module de précipitation.

❖ Après calcul on a trouvé on a :

$$C_v = 0,419$$

$$K_{p_{\min}} = 0,1514$$

$$a_0 = 0,3658$$

Pour la série des pluies annuelles durant la période 1971 jusqu'à 2011, a permis de générer une série des écoulements annuels. Les résultats de cette opération sont récapitulés dans le tableau (III.10)

N°	Année	Pi (mm)	Kp	ai	Ei
1	1971	1289	1,460	0,429	552,44
2	1972	1057	1,197	0,400	422,85
3	1973	1174	1,330	0,417	489,69
4	1974	712	0,806	0,328	233,77
5	1975	1082	1,225	0,395	427,62
6	1976	780	0,883	0,345	269,12
7	1977	712	0,806	0,335	238,18
8	1978	680	0,770	0,329	223,79
9	1979	829	0,939	0,357	295,87
10	1980	981	1,111	0,382	374,94
11	1981	882	0,999	0,366	322,47
12	1982	859	0,973	0,361	310,50
13	1983	864	0,978	0,362	313,13
14	1984	1035	1,172	0,391	404,81
15	1985	856	0,969	0,361	308,66
16	1986	1063	1,204	0,395	420,23
17	1987	707	0,801	0,329	232,64
18	1988	799	0,905	0,352	281,06
19	1989	537	0,608	0,294	157,97
20	1990	839	0,950	0,359	301,49
21	1991	763	0,864	0,344	262,14
22	1992	753	0,853	0,343	257,99
23	1993	642	0,727	0,320	205,60
24	1994	960	1,087	0,377	362,34
25	1995	941	1,066	0,376	354,04
26	1996	526	0,596	0,287	150,83
27	1997	1118	1,266	0,396	442,24
28	1998	754	0,854	0,339	255,95
29	1999	612	0,693	0,314	192,23
30	2000	772	0,874	0,348	268,53
31	2001	496	0,562	0,284	140,91
32	2002	1363	1,544	0,421	573,88
33	2003	923	1,045	0,374	345,11
34	2004	947	1,072	0,377	357,19
35	2005	808	0,915	0,352	284,04
36	2006	816	0,924	0,354	288,82
37	2007	1026	1,162	0,389	399,24
38	2008	1188	1,345	0,418	496,33
39	2009	985	1,116	0,386	380,05
40	2010	1068	1,210	0,398	425,39
41	2011	1010	1,144	0,389	393,23

Tableau (III.10) : Tableau récapitulatif de calcul

I.2.4.1 Construction de la courbe empirique des fréquences

La série est exprimée sous forme de lame d'écoulement annuel. En admettant que cet échantillon est représentatif et le tableau des fréquences de l'écoulement est présenté dans (**l'annexe 13**), on construit alors la courbe des fréquences empiriques :

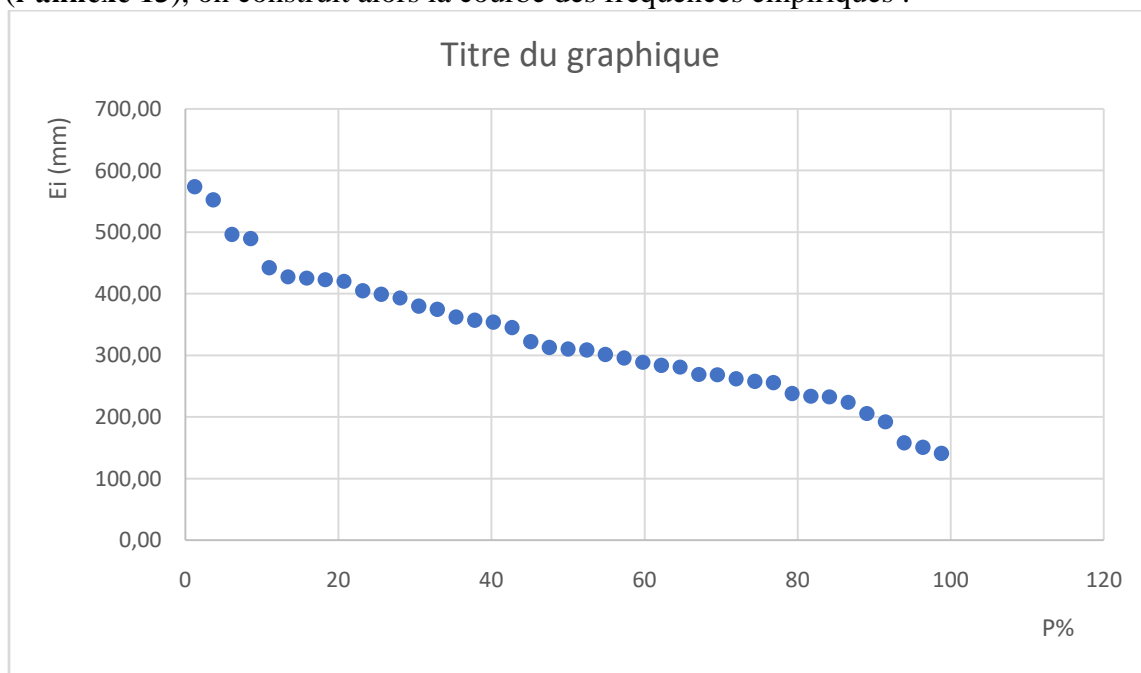


Figure (III.7) : Courbe empirique des fréquences de l'écoulement annuel

III.2.4.2 Estimation des paramètres statistiques

Après calcul sur EXCEL, on a trouvé les valeurs suivantes :

Paramètre	Écoulement	Pluies
N	41	41
Moyenne	327,25	883
Cv	0,318	0,227
Cs	0,371	0,217

Tableau (III.11) : Récapitulatif des résultats

I.3 Les apports solides :

Après le calcul de l'écoulement liquide interannuel (lame d'eau écoulé), on a procédé directement à l'évaluation de l'envasement qui est une étape indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement du barrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie. Pour cela on doit calculer les apports solides durant une année de service du barrage et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued RABTA nous opterons pour un calcul empirique en utilisant les formules suivantes :

➤ **La Formule de Tixeront**

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en (t/Km²/An), elle est exprimée par :

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0,15}$$

Où :

E_s : apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

L_e : lame d'eau écoulée. ($L_e = 323$ mm)

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

Pour une lame d'eau écoulée égal à un mm, on obtient une valeur d'un t/Km²/An pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S$$

Avec :

A_s : transports solides en suspension

S : superficie du bassin versant en Km²

❖ Application numérique :

$$E_s = 832,62 \text{ t/Km}^2/\text{An}$$

$$A_s = 50889,92 \text{ t/An}$$

Le volume des apports solides est égal à :

$$V_s = \frac{A_s}{\gamma_s}$$

On a : poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma_s = 1.4$ t/m³

❖ Application numérique : $V_s = 36349,94$ m³/An

➤ **Formule de Sogreah :**

$$E_s = \alpha \cdot P^{0,15}$$

Avec :

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

P : pluie moyenne annuelle en (mm).

❖ Application numérique : $E_s = 968,19$ t/Km²/An

$$A_s = 59175,98 \text{ t/An}$$

D'où le volume des apports solides égale : $V_s = 42268,56$ m³/An

Formule	Volume des apports solides (m ³ /An)
Tixeront	36349,94
Sogreah	42268,56

Les valeurs finalement adoptées sont celle obtenue par la formule de **Sogreah**.

I.4 Etude des crues

Une crue est provoquée par une entrée rapide d'une masse des eaux de ruissellement dans le système hydrographique, qui cause une augmentation rapide des niveaux d'eau et du débit dans un lit d'une rivière.

Le but de cette partie est de déterminer les éléments fondamentaux des hydrogrammes des crues à l'exutoire du bassin versant de l'oued Rabta, au site du projet de barrage et de déterminer les débits maximaux probables correspondants, et estimer le volume mort.

I.4.1 Estimation des débits maximums

On fait appel à différentes méthodes pour l'estimation des crues pluviales, ces méthodes sont fondées sur le concept de la transformation des eaux pluviales en eau de ruissellement sous l'influence des différents facteurs de la surface versante et celles de la concentration fluviale.

I.4.1.1 Estimation du temps de concentration

La formation d'une crue pluviale a comme principale caractéristique le temps de concentration et son débit de pointe. Le temps de concentration intègre l'influence complexe des processus hydrauliques et hydrologiques sur les versants et dans le lit de l'oued. Pour les crues, cette variable caractérise la vitesse de propagation de la phase maximale. Les formules empiriques reflètent un caractère régional, traduit par des facteurs de la région dans laquelle sont développées. Normalement, nous accordons une priorité aux méthodes élaborées dans les conditions physico-géographiques analogues à celles de la partie Nord de l'Algérie.

La majorité des formules sont élaborées dans des pays qui sont situés à des latitudes plus au Nord que celles de l'Algérie. On cite les formules qui nous semblent applicables en Algérie

➤ Formule de Befani A.N

Le temps de concentration est exprimé par :

$$T_c = \frac{L}{V_c}$$

Où :

T_c : Temps de concentration, en heure.

L : La longueur du cours d'eau principal, en km.

V_c : La vitesse de concentration de la phase maximale de la crue, en km/h.

La vitesse de concentration, par Befani A.N., pour les petits bassins versants, est exprimée comme suit :

$$V_c = 0,75 S^{1/5} I^{1/3}$$

Où :

S : La superficie du bassin versant, en Km².

I : La pente moyenne du talweg principal, en %.

➤ **Formule de Sogreah (1986/1989)**

Une formule a été développée par Sogreah, elle est vérifiée et recommandée pour les petits bassins versants de l'Algérie, s'écrit :

$$T_c = 3 \left(\frac{S L_{ce}}{(10i)^{3/2}} \right)^{1/4}$$

Où :

T_c : Temps de concentration, en h.

S : Superficie du bassin versant, en km².

L_{ce} : Longueur du talweg principal, en km.

I : Pente du talweg principal, en %.

➤ **Formule de Giandotti :**

Développée en Italie, elle est exprimée comme suit :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{ce}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Où :

T_c : Temps de concentration, en heure.

S : Superficie du bassin versant, en Km².

L_{ce} : Longueur du thalweg principal, en km.

H_{moy} : Altitude moyenne, en m.

H_{min} : Altitude minimale, en m.

➤ **Formule de Ladjel**

Toutes les formules citées ci-dessus considèrent que la vitesse de déplacement de la phase maximale est constante pour les différentes tailles des crues. Sachant, que la vitesse de concentration dépend du niveau d'eau, la formule de calcul du temps de concentration fluviale est développée pour les régions semi-arides, tient compte de la taille de la crue à travers la période de retour :

$$T_c = \frac{L_{ce}}{a S^b I^{0.34}}$$

Où :

T_c : Temps de concentration, en h.

L_{ce} : Longueur du cours d'eau, km.

S : Superficie du bassin versant, 2 km.

I : Pente moyenne du cours d'eau, ‰.

Les paramètres a et b dépendent de la fréquence % P :

$$a = \frac{1.08}{P^{0.14}}$$

$$b = 0.17 P^{0.08}$$

Dans le **tableau (III.12)** on récapitule les valeurs calculées par les différentes formules qui ne tiennent pas compte de la fréquence.

FORMULE	Befani	Giandotti	Sogreah
T_c (Heure)	3,08	1,82	3,21

Tableau (III.12) : Temps de concentration estimé par différentes formules

Pour une meilleure approximation du temps de concentration, on a utilisé la formule de Ladjel qui tient compte de la fréquence (période de retour), les résultats obtenus pour les fréquences P0.1%, P1%, P2%, P5% et P10% sont récapitulés sur le tableau (III.13).

Fréquences P%	0,1	1	2	5	10
T_c (heure)	1,92	2,36	2,50	2,69	2,83

Tableau (III.13) : temps de concentration pour différentes fréquences

I.4.1.2 Détermination des pluies de courte durée

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courte durée, on a fait appel à une méthode générale homologuée par l'ANRH et dans plusieurs pays.

➤ Estimation des caractéristiques pluviométrique

Pour la détermination des caractéristiques pluviométriques, on prend en considération les stations pluviométriques de la région les plus proches pour faire une analyse concernant leur répartition dans l'espace. Dans ce cas, on a pris six stations et on a utilisé la méthode des isohyètes, les valeurs des caractéristiques adoptées sont dans le tableau (III.14) :

N°	Désignation	Symbole	Unité	Valeur
1	Pluies moyenne interannuelle	P _a	mm	883
2	Pluies maximale journalière moyenne	$\bar{P}_{\max. j}$	mm	60.4
3	Coefficient de variation	C _v	-	0.333
4	Coefficient Climatique	b	-	0.402

Tableau (III.14) : temps de concentration pour différentes fréquences

➤ Etude pluviométrique générale

La détermination de la pluie moyenne journalière maximum annuelle, l'exposant climatique b et le coefficient de variation C_v ont été tirés d'une carte climatique du Nord-Est de l'Algérie, pour la pluie moyenne annuelle, on utilise des stations possédantes de longues séries d'observations.

Cette étude a été complétée par une généralisation spatiale de ces caractéristiques pluviométriques en tenant compte des coordonnées géographiques.

$$P_{t, p\%} = P_{j, p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^2$$

$$P_{j, p\%} = \frac{P_{\max. j}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{up\% \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}$$

Où :

P_{t, p%} : Lane de pluie durant le temps t_c de fréquence P%.

P_{j, p%} : Lane de pluie journalière de fréquence P%.

t : Durée, heure.

b : Paramètre climatique.

$P_{\max,j}$: lame de pluie journalière maximale moyenne.

C_v : Coefficient de variation de la pluie maximale.

$U_{p\%}$: Constante de Gauss

Les pluies de courte durée de différentes fréquences sont présentées dans le tableau (III.15)

Fréquence P%	0,1	1	2	5	10
$U_{P\%}$	3,09	2,33	2,13	1,64	1,28
$P_{j,p\%}$ (mm)	156,1	122	114,34	97,54	86,79
$P_{tc,p\%}$ (mm)	56,59	48,02	46,05	40,44	36,74

Tableau (III.15) : Estimation des pluies de courte durée pour différentes fréquences

➤ Estimation des lames ruisselées

La lame de pluie, tombée sur un bassin versant est partagée en plusieurs composantes : L'imbibition du sol, la rétention dans les micro-dépressions et dans le sol, la rétention par la couverture végétale, l'infiltration dans le sol et le ruissellement superficiel. Les quatre premières composantes constituent les pertes totales des eaux pluviales. Alors que le cinquième composant « ruissellement superficiel », considérée égale à la lame d'écoulement, qui engendre le débit maximum. La lame écoulee est exprimée à travers la multiplication de la lame de pluie par un coefficient moyen d'écoulement. Selon **Ladjel**, le coefficient d'écoulement est exprimé comme suit :

$$\alpha_{tc,p\%} = 1 - (P_{tc,p\%} - P_0)^{n-1}$$

$$n = \frac{C_{p\%}}{\ln(P_{tc,p\%} - P_0)}$$

Où :

$P_{tc,p\%}$: Lame de pluie durant le temps t_c et de fréquence P%

T_c : Temps de concentration des eaux pluviales, en h.

$\alpha_{tc,p\%}$: Coefficient de ruissellement.

P_0 : Seuil de ruissellement, en mm

Le coefficient climatique d'écoulement $C_{p\%}$ est estimé sur la base d'une étude régionale et il est exprimé par :

$$C_{p\%} = C_{50\%} \cdot e^{a \cdot U_{p\%}}$$

Où :

$C_{50\%} = 0.73$: Coefficient climatique moyen de ruissellement.

$a = 531.0$: exposant climatique.

$U_{p\%}$: Nombre de Gauss correspondant à la fréquence P%.

La lame écoulée est exprimée :

$$E_L = P_{tc, p\%} * \alpha_{tc, p\%}$$

Où :

E_L : Lame d'eau écoulée

$P_{tc, p\%}$: Lame de pluie

$\alpha_{tc, p}$: coefficient moyen d'écoulement

Le calcul de la lame ruisselée est présenté dans le tableau (III.16) :

P%	0,1	1	2	5	10
$C_{P\%}$	3,77	2,52	2,26	1,74	1,44
$\alpha_{p\%}$	0,98	0,92	0,9	0,83	0,76
$L_{e, p\%}$ (mm)	55,28	44,14	41,25	33,37	28,04

Tableau (III.16) : Résultats de calcul de la lame d'eau écoulée

➤ **Estimation de la durée de ruissellement :**

La durée de ruissellement est calculée par :

$$T_0 = \frac{\sqrt{P_{j, p\%}}}{2}$$

Où :

$P_{j, p\%}$: pluie journalière de fréquence P%, en mm.

Le tableau (III.17) nous donne la durée de ruissellement à différentes fréquences :

P%	0,1	1	2	5	10
T_0 [heur]	6,25	5,52	5,35	4,94	4,66

Tableau (III.17) : ruissèlements pour différentes fréquences

I.4.1.3 Estimation du temps de base de la crue

Le temps de base de la crue est composé d'un temps de montée T_m et d'un temps de décrue T_d .

Pour les petits bassins versants, qui vérifient l'inégalité, on a :

$$T_m = \frac{T_0}{3} + \frac{2}{3} T_c$$

Et le temps de décrue est exprimé par :

$$T_d = \frac{T_c}{3} + \frac{2}{3} T_0$$

Alors, que pour les grands bassins versants, qui vérifie l'inégalité $T_c > T_0$, on a :

Le temps de montée est exprimé par :

$$T_m = \frac{T_0}{3} + \frac{2}{3} T_c$$

Et le temps de décrue est exprimé par :

$$T_d = T_c - \phi (T_c - T_0)$$

Enfin, le temps de base est la somme de T_m et de T_d , soit :

$$T = T_m + T_d$$

Où :

- T : Temps de base, en h.
- T_m : Temps de montée, en h.
- T_0 : Durée de ruissèlement, en h.
- T_c : Temps de concentration, en h.
- T_d : Temps de décrue, en h.

Dans notre cas, pour toutes les fréquences, la durée de ruissèlement T_0 est supérieure au temps de concentration T_c , et Ceci implique que le bassin versant est considéré petit bassin.

❖ Les valeurs des temps T_c , T_0 , T_m , T_d et T , pour les différentes fréquences $P\%$, sont données dans le tableau (III.18).

Fréquences	0,1	1	2	5	10
Temps de concentration (T_c) [heur]	1,92	2,36	2,50	2,69	2,83
Durée de ruissèlement (T_0) [heur]	6,25	5,52	5,35	4,94	4,66
Temps de montée (T_m) [heur]	3,36	3,41	3,45	3,436	3,438
Temps de décrue (T_d) [heur]	4,81	4,47	4,40	4,19	4,05
Temps de bas (T) [heur]	8,17	7,88	7,85	7,62	7,49

Tableau (III.18) : Les valeurs des temps T_c , T_0 , T_m , T_d et T , pour les différentes fréquences ($P\%$)

I.4.2 Estimation des débits maximums des crues pluviales

Actuellement, la plupart des formules de calcul sont fondées sur l'utilisation de l'intensité moyenne maximale de l'averse durant le temps de concentration et sur un coefficient de ruissèlement moyen, pris constant pour toutes les périodes de retour.

❖ Formule Bejaïa'2000

Le débit maximum de crue est exprimé par :

$$Q_{\max} = 0,28(m+1) \frac{L_r}{T} S$$

Où :

0,28 : coefficient de conversion des unités, quand Q_{\max} est exprimé en m^3/s , le temps base de la crue T en heure, la lame ruisselée L_r en mm et la superficie du bassin versant S en Km^2 .

m : coefficient de forme de la crue.

Le coefficient de forme m est lié avec le temps de concentration et la durée de ruissellement, il s'écrit :

$$M = \frac{T_c}{T_0} + 2$$

❖ **Formule de Giandotti**

$$Q_{\max\%} = \frac{170 \cdot S \cdot (H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2}} \cdot P_{T_c}$$

Ou :

Q_{\max} (%) : débit maximum de crue en m^3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S : superficie du bassin versant en Km^2 .

L : longueur du talweg principal = 18 Km

H_{moy} , H_{min} : altitudes moyennes et minimales (en m) :

$$\begin{cases} H_{\text{moy}} = 641,94 \text{ m.} \\ H_{\text{min}} = 127 \text{ m.} \end{cases}$$

P_{T_c} : pluies de courte durée.

❖ **Formule de Sokolovsky :**

$$Q_{\max} = \frac{0,28 \cdot S \cdot P_{ct}}{T_c} \cdot f$$

Avec :

S : superficie du bassin versant en Km^2 .

P_{ct} : pluies de courte durée en mm .

T_c : temps de concentration en heures.

α : coefficient de ruissellement du bassin versant ($0,6 < \alpha < 0,8$ on le prend : 0,7

f : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $f = 1,04$.

❖ **Formule de Mallet-Gauthier :**

$$Q_{\max} = 2 K \cdot \log(1 + A \cdot P) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \cdot \log(T) - \log(S)}$$

Avec

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

L : longueur du talweg principal (Km).

A : coefficient régional pris égal à 20.

K : constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal à 2.

P : précipitation moyenne interannuelle.

T : période de retour en années.

❖ **Formule de d'Alexeev:**

$$Q_{\max\%} = 0,34 \cdot P_{T_c}^{4/3}$$

P_{T_c} : pluies de courte durée.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquences (%)	10	5	2	1	0,1
Bejaïa'2000	231,206	265,457	312,041	328,431	383
Giandotti	148,654	163,626	186,328	194,296	228,957
Sokolovsky	161,848	187,600	229,594	253,499	366,591
Mallet-Gauthier	304,380	356,875	416,229	456,025	568,569
Alexeev	41,525	47,193	56,119	59,341	73,860

Tableau (III.19) : Les résultats de calcul du débit maximum de la crue

Sur la base de ces résultats, on a optés pour la méthode de Mallet-Gauthier par rapport aux paramètres utilisés dans les calculs tels que la superficie du bassin versant et la longueur du cours d'eau principale, précipitation moyenne interannuelle, etc...

Les valeurs adoptées sont représentées dans le tableau (Mallet-Gautier) :

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquences (%)	10	5	2	1	0,1
Q_{max} (m ³ /s)	304,380	356,875	416,229	456,025	568,569

Tableau (III.20) : Les débits maximum trouvés par la méthode de Mallet-Gautier.

I.4.3 Hydrogramme de crue :

La forme des crues (temps de montée et de décrue) assimile l'Hydrogramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par :

$$Q_t = Q_{max\%} \left(\frac{t}{T_m} \right)^n$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par :

$$Q_t = Q_{max\%} \left(\frac{T_d - t}{T_d} \right)^m$$

Avec :

Q_{max} (%) : débit maximum de fréquence donnée.

Q_t : débit instantané au moment (t).

T_m, t_d : temps de montée et de décrue.

m, n : puissances des paraboles pour les bassins de petits gabarits :

$$m = 3$$

$$n = 2$$

Pour construire l'hydrogramme des crues de l'Oued Rabta, nous avons utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 10%, 5%, 2%, 1%, 0.1%.

Les résultats obtenus ainsi que l'hydrogramme de crues sont exposées dans le tableau et la figure suivantes :

Temp(h)	Q (10)	Q (20)	Q (50)	Q (100)	Q (1000)
0	0	0	0	0	0
0,25	1,61	1,89	2,19	2,45	3,15
0,5	6,44	7,56	8,74	9,80	12,59
0,75	14,49	17,00	19,67	22,06	28,33
1	25,75	30,23	34,97	39,22	50,36
1,25	40,24	47,23	54,64	61,28	78,69
1,5	57,94	68,01	78,68	88,24	113,31
1,75	78,86	92,57	107,10	120,10	154,23
2	103,01	120,91	139,88	156,87	201,45
2,25	130,37	153,03	177,04	198,54	254,96
2,5	160,95	188,93	218,56	245,11	314,76
2,75	194,75	228,60	264,46	296,58	380,86
3	231,76	272,05	314,73	352,96	453,26
3,25	272,00	319,28	369,37	414,23	531,95
3,5	315,46	370,29	428,38	480,41	616,94
3,75	304,38	356,88	416,23	456,03	568,57
4	251,42	296,73	349,24	383,71	484,44
4,25	204,99	243,75	289,85	319,48	409,05
4,5	164,66	197,49	237,60	262,84	341,92
4,75	130,00	157,49	192,05	213,33	282,57
5	100,58	123,29	152,72	170,46	230,51
5,25	75,98	94,43	119,17	133,76	185,28
5,5	55,75	70,48	90,93	102,75	146,39
5,75	39,47	50,96	67,55	76,94	113,36
6	26,72	35,42	48,56	55,86	85,72
6,25	17,06	23,42	33,51	39,04	62,98
6,5	10,07	14,49	21,95	25,98	44,66
6,75	5,30	8,18	13,41	16,22	30,30
7	2,35	4,03	7,43	9,27	19,40
7,25	0,76	1,59	3,56	4,66	11,49
7,5	0,12	0,41	1,34	1,91	6,09
7,75	0,00	0,03	0,31	0,53	2,72
8	0,00	0,00	0,02	0,05	0,90
8,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,15
8,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableau (III.21) : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

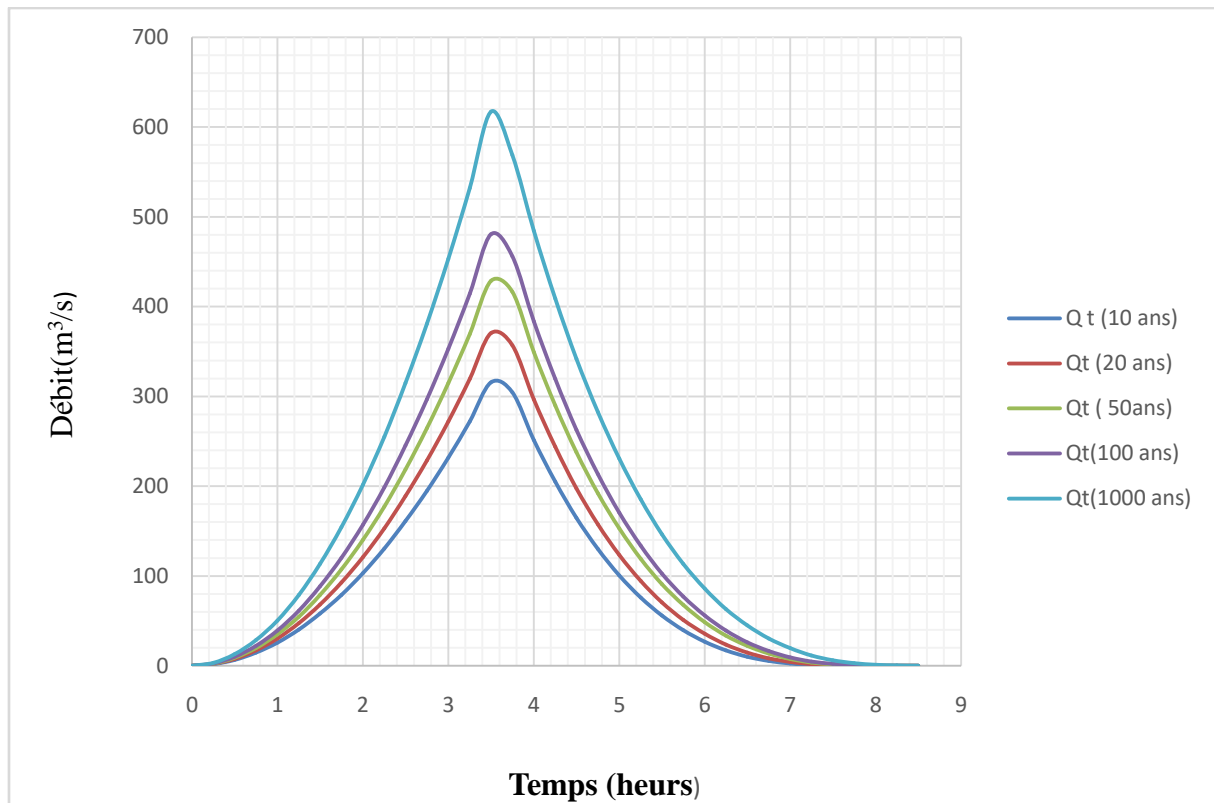


Figure (III.8) : Hydrogrammes de crues pour les différents périodes de retour

➤ **Observation :**

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval.

Dans ce contexte, nous sommes amenées à faire un choix car il est évident que nous ne pourrions jamais protéger un ouvrage contre tous les crues pouvant survenir , Dans notre cas, nous allons opter pour la crue 1000 ans , car cette crue est la plus recommandée dans de cas pareils avec les difficultés géologiques et géotechniques compliquées, et que le risque en aval est élevé , et en voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui sont très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB), cette classification est présenté dans le tableau ci-dessous :

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

Tableau (III.22) : la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB)

- ❖ Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1% ($T = 1000$ ans),
 $Q_{0.1\%} = 616,94 \text{ m}^3/\text{s}$

L'hydrogramme de la crue de projet ($Q_{0.1\%}$) est donné dans la figure ci-dessous :

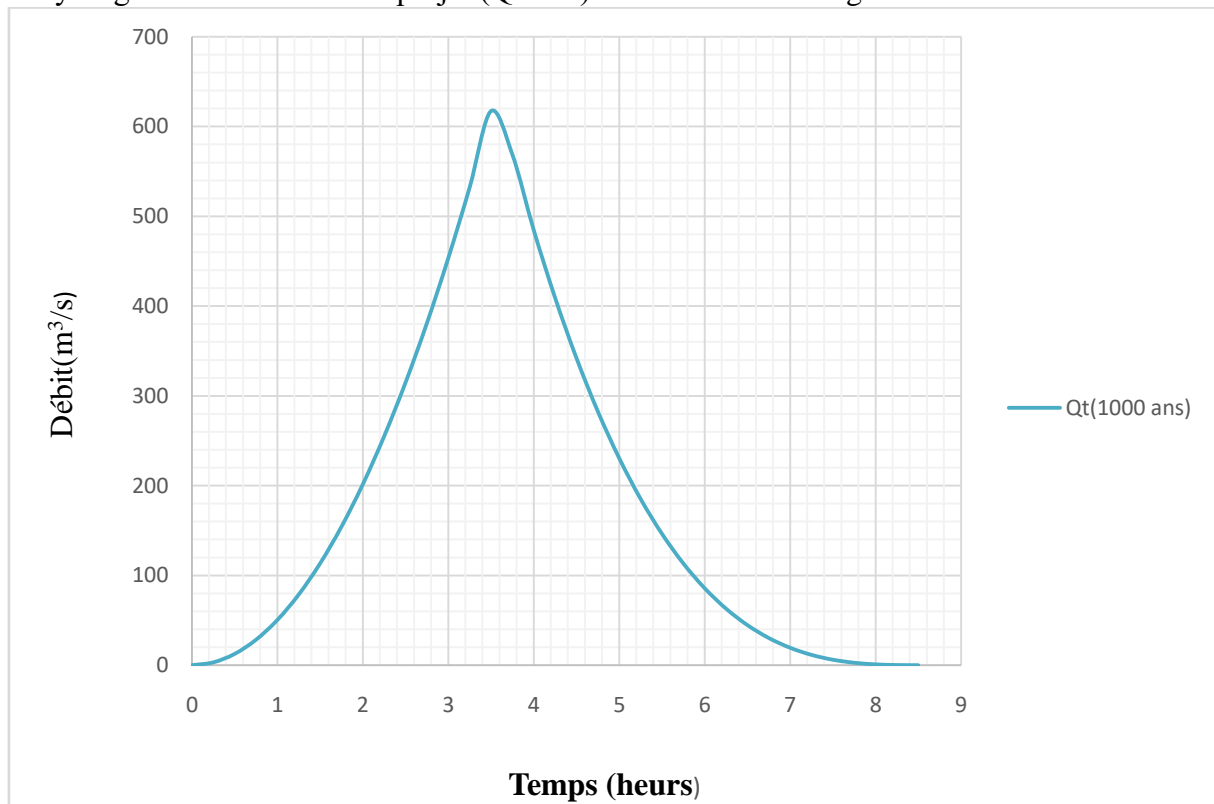


Figure (III.9) : Hydrogramme de crue (1000 ans)

Conclusion :

Dans le début de ce chapitre nous avons effectués une étude climatique, là où on a déduit la valeur de la pluie moyenne interannuelle, et d'établir une série annuelle de 41 années, un traitement statistique a été effectué à cette série de données ce qui nous a permis d'estimer les paramètres statistiques.

Ensuite on a vérifié l'ajustement de notre série (échantillon) avec la loi normale, et son adéquation avec le teste KHI-DEUX (X^2).

Pour l'étude des écoulements et avec l'absence totale des données hydrométriques et puisque le cours d'eau de l'oued de RABTA n'est pas été jaugé (c'est un cour d'eau batard), on a été dans l'obligation de recourir aux formules empirique a fin d'estimé la valeur de l'écoulement moyen interannuelle et définir ces caractéristiques tel que son module relative , puis on utilisant la lois de Galton on a effectués l'étude des écoulement fréquentiel , ou on a tiré la valeur de l'écoulement a 80% ($E_{80\%}$)

A l'aide de la méthode de Ladjel on a pu générer une série d'écoulement à partir de la série de précipitation, c'est-à-dire la transformé les pluies en écoulements.

Après le calcul de l'écoulement liquide interannuelle (lame d'eau écoulé), on a procédé directement à l'évaluation de l'envasement, là où on a calculé les apports solides interannuelle durant une année de service du barrage, et avec le manque de données sur le débit solide on a effectué le calcule avec des formules empiriques.

A la fin de ce chapitre on a effectué une étude des crues, là où on a déterminé les éléments fondamentaux des hydrogramme des crues, et cela avec l'estimation du temp de concentration (T_C) et le calcul de la durée de ruissèlement (T_0) pour l'estimation du temps de base de la crue (T) avec le calcul du temps de montée (T_m) et le temp de décrue (T_d) et déterminé les débits maximaux parabolés et construire l'hydrogramme des crues pour les différentes périodes de retour (10ans, 20 ans, 50ans,100 ans ,1000 ans) avec les fréquence (0,1% , 1%, 2%, 5%, 10%)

Le choix de l'hydrogramme de crue du projet a été fait sur la base du tableau de classification du comité national Australien des grand barrages (CNAGB), et sur la base de notre étude géologique et géotechnique, ce qui justifie notre adoption pour une crue de projet de probabilité de 0,1%(1000ans) avec un débit de crue : $Q_{0,1\%} = 616,94 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les différents résultats trouver dans ce chapitre :

- Pluies moyenne interannuelle : $P_0 = 883 \text{ mm}$
- Ecoulement moyenne interannuelle : $E_0 = 323 \text{ mm}$
- Ecoulement fréquentiel a 80% : $E_{80\%} = 212,45 \text{ mm}$
- Temps de concentration : $T_{C(1000\text{ans})} = 1,92 \text{ h}$
- Durée de ruissellement : $T_{0(1000\text{ans})} = 6,25 \text{ h}$
- Temps de montée : $T_{m(1000\text{ans})} = 3,36 \text{ h}$
- Temps de décrue : $T_{d(1000\text{ans})} = 4,81 \text{ h}$
- Temps de base : $T_{(1000)} = 8,71 \text{ h}$
- Débit de la crue du projet : $Q_{(1000\text{ans})} = 616,94 \text{ m}^3/\text{S}$

Chapitre IV

Etude de Régularisation et laminage des crues

Introduction

Dans ce chapitre, on cherche à déterminer la capacité optimum de stockage et du niveau normal du barrage, en tenant compte de l'estimation des pertes d'eau dues à infiltration et à l'évaporation, qui doit garantir les besoins en eau pour l'alimentation en eau potable (AEP) et l'irrigation des cultures de la région sur une superficie à déterminer.

I.1 Etude de régularisation de l'écoulement

Dans la présente étude, les paramètres indispensables au calcul de régularisation sont :

- La répartition mensuelle de l'apport à 80% ;
- La répartition mensuelle de besoins en eau potable et d'irrigation ;
- La répartition mensuelle des pertes par évaporations et infiltrations ;
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

I.1.1 Courbe caractéristique de la retenue

Les caractéristiques (hauteur-surface-volume) du réservoir ont été estimées pour différentes altitudes à partir du levé topographie de la cuvette. Si on suppose que la cuvette est comprise entre une côte minimale de 127 m et une côte maximale de 180 m.

$$V_n = V_{n-1} + \left(\frac{S_{n-1} + S_n}{2} \right) \cdot \Delta h_n$$

Avec

$$V_1 = \frac{2}{3} S_1 \cdot \Delta h_1$$

Où :

S_n : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau h_n , en m^2 .

S_{n-1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau h_{n-1} , en m^2 .

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

V_n : Volume d'eau correspondant à la courbe de niveau h_n , en m^3 .

Les données topographiques traitées nécessaires pour la construction des courbes bathymétriques se trouvent dans le tableau (IV.1) :

Altitude	Surface	ΔH	V_i	Altitude	Surface	ΔH	V_i
128	1410	1	940	154	701308	1	8118143
129	1410	1	2349	155	754171	1	8845882
130	18326	1	12217	156	794346	1	9620141
131	87399	1	65080	157	830293	1	10432460
132	101496	1	159527	158	873992	1	11284603
133	107839	1	264195	159	898661	1	12170930
134	121936	1	379082	160	936018	1	13088269
135	140966	1	510534	161	973374	1	14042965
136	165636	1	663835	162	1008615	1	15033959
137	186076	1	839690	163	1048791	1	16062662
138	202992	1	1034224	164	1098129	1	17136122
139	222022	1	1246731	165	1129846	1	18250110
140	250216	1	1482850	166	1167907	1	19398987

141	285457	1	1750686	167	1204559	1	20585220
142	308012	1	2047421	168	1249668	1	21812333
143	336205	1	2369529	169	1291958	1	23083146
144	372856	1	2724060	170	1332133	1	24395191
145	409508	1	3115242	171	1370899	1	25746708
146	439815	1	3539904	172	1404731	1	27134523
147	472238	1	3995930	173	1448431	1	28561104
148	506070	1	4485084	174	1495654	1	30033146
149	541311	1	5008774	175	1528077	1	31545012
150	575143	1	5567002	176	1571776	1	33094939
151	604746	1	6156947	177	1607018	1	34684336
152	639283	1	6778961	178	1645784	1	36310737
153	668886	1	7433046	179	1677501	1	37972379
				180	1710628	1	39666444

Tableau (IV.1) : données bathymétriques

On construit les courbes hauteurs, surface et volume $f(S) = H$, $f(V) = H$, $f(V) = S$.

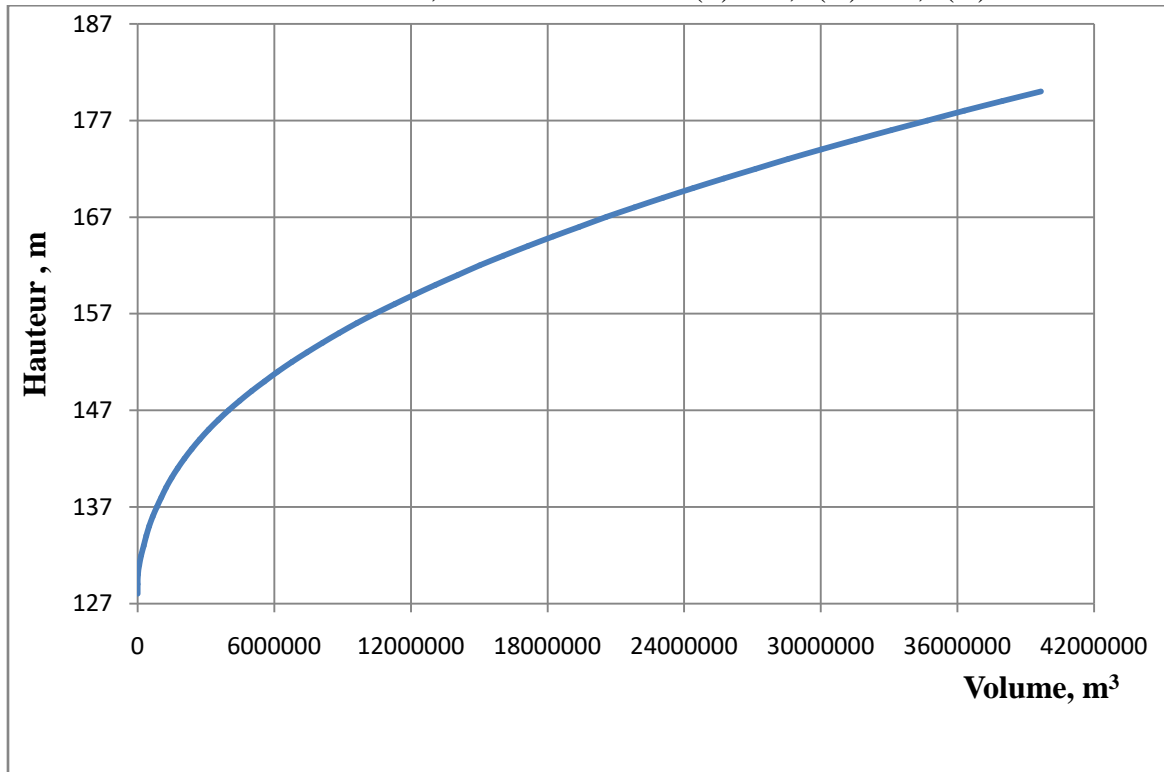


Figure (IV.1) : Courbe hauteur- capacité

- ❖ La courbe des altitudes en fonction des volumes est utilisée pour la détermination du niveau du volume mort (NVM), le niveau normal de la retenue (NNR) ainsi que le niveau des plus hautes eaux (NPHE).

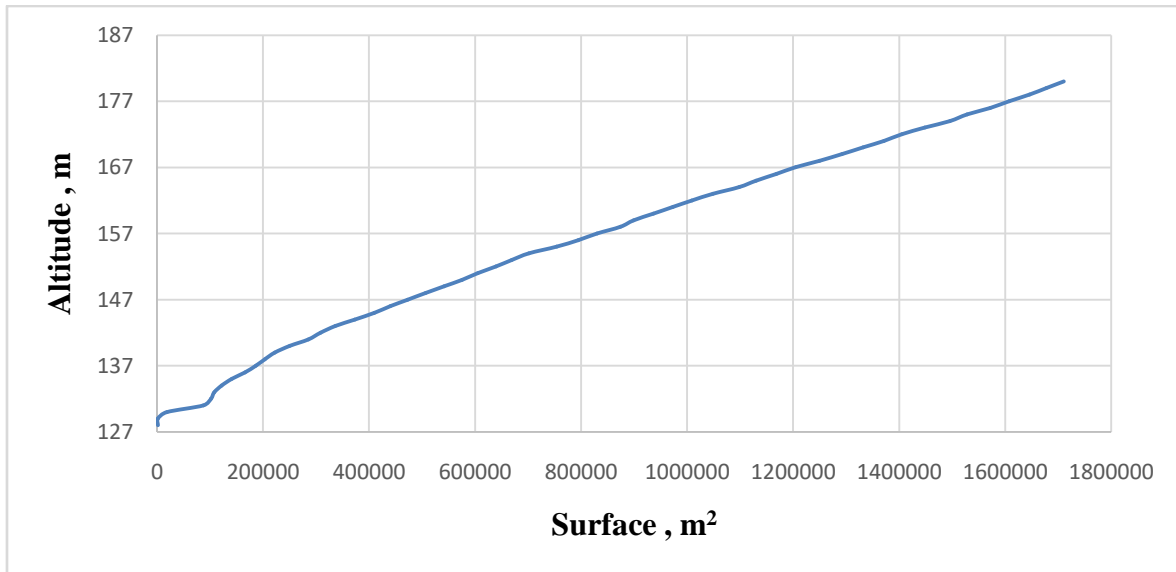


Figure (IV.2) : Courbe des altitudes en fonction des surfaces

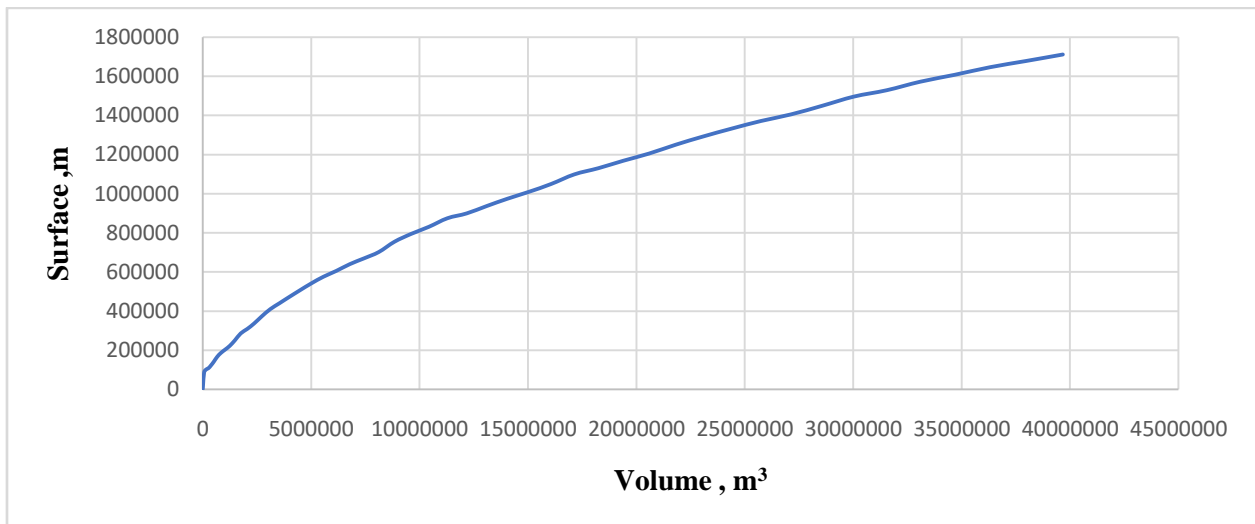


Figure (IV.3) : courbe des surfaces en fonction des volumes

- ❖ La courbe des surfaces en fonction des volumes sert à estimer la surface moyenne de la retenue pour le calcul de l'évaporation.

I.1.2 Estimation des besoins en irrigation et en AEP

(Cette estimation est tirée de l'étude d'avant-projet détaillé (APD))

Les besoins mensuels de la région, qui va être alimenté du barrage de Bounachi sont représenté dans le tableau (IV.2)

Mois	sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Irrig (hm ³)	0,37	0,148	00	00	00	00	0,148	0,518	1,406	1,85	1,924	1,036	7,4
AEP (hm ³)	0,616	0,616	0,616	0,616	0,616	0,616	0,616	0,694	0,694	0,6947	0,694	0,694	7,8

Tableau (IV.2) : Besoin mensuel en irrigation et en AEP

- ❖ Du tableau (IV.2) en déduit que les besoins annuel en irrigations et en AEP sont estimés a environ **15,2 hm³**

I.1.3 Choix de type de régularisation

Principalement, il existe deux types de régularisation de l'écoulement par un barrage. D'ailleurs, quand l'écoulement d'une fréquence P% est supérieur à la restitution brute, on n'a pas besoin de construire un barrage et on se limite à réaliser une prise d'eau. Si l'écoulement d'une fréquence P% est égal à la restitution brute, on a affaire à une régularisation annuelle, c'est-à-dire que le volume utile, qui est appelé volume saisonnier se remplit durant la saison des pluies et se vide durant la saison sèche. A la fin de cette saison, théoriquement le barrage contient seulement le volume mort. Mais si l'écoulement d'une fréquence P% est inférieur à la restitution brute de garantie égale en valeur absolue P%, il s'agit de la régularisation interannuelle, qui consiste à stocker les excédents d'eau durant les années humides, pour couvrir les déficits des années sèches.

❖ Le volume des besoins pour l'AEP et l'irrigation (volume de la restitution) est estimé à **15000000 m³**

❖ **Calcul de l'écoulement d'une fréquence 80%**

$$W_{80\%} = 1000 \cdot S \cdot E_{80\%}$$

Où :

$W_{80\%}$: Volume d'écoulement d'une fréquence 80%.

S : Surface du bassin versant, en km².

$E_{80\%}$: Ecoulement fréquentiel interannuel de fréquence 80%.

Après calcul le volume d'écoulement de fréquence P=80% est estimé à : **12984944 m³**

❖ **Comparaison entre le volume de restitution et le volume d'écoulement**

$$15000000 \text{ m}^3 > 12984944 \text{ m}^3$$

Donc : (W_{besoins}) > ($W_{80\%}$)

Puisque le volume de la restitution est supérieur au volume d'écoulement, alors nous avons affaire à une **régularisation interannuelle**.

I.1.4 Régularisation interannuelle

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années.

I.1.4.1 Calcul du volume utile de barrage sans tenir compte des pertes

a) Méthode graphique

Pour effectuer ce calcul, on applique la première méthode de Kritsky-Menkel. La formule de Kritsky-Menkel, s'écrit comme suit :

$$V_{\text{utile}} = (\beta_S + \beta_{\text{Plu}}) \cdot E_0$$

Avec :

β_S : Composante saisonnière du volume utile ;

β_{Plu} : Composante pluriannuelle du volume utile ;

E_0 : Ecoulement moyen interannuel.

❖ **La composante saisonnière β_s est égale :**

La composante saisonnière est déterminée à partir de l'abaque de Kritsky-Menkel (Annexe10), qui est-on fonction de coefficient de régularisation « α » et le volume relatif « m » de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

❖ **Estimation du coefficient de régularisation α**

$$\alpha = \frac{U_{p\%}}{E_0}$$

Avec :

$U_{p\%}$: Demande en eau à satisfaire pour une garantie de P% ; (212,45 mm)

E_0 : Ecoulement moyen interannuel. (323 mm)

❖ Le coefficient de régularisation de l'écoulement est de l'ordre de : **0,657**

❖ **Estimation du volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage m**

Le tableau (IV.3) présente les résultats de l'écoulement moyen mensuel du barrage Bounachi trouvé avec la méthode de Ladjal dans le chapitre précédent :

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pluies	39,19	66,71	104,42	133,29	115,15	107,03	91,29	84,447	54,62	10,5	4,03	7,36
α	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,39	0,39	0,39
E(mm)	14,93	25,24	39,29	49,99	43,27	40,25	34,41	31,86	20,72	4,07	1,58	2,86

Tableau (IV.3) : écoulement moyen mensuelle de BOUNACHI

En se focalisant sur le tableau des températures mensuelle présenté dans le chapitre I, la période d'étiage s'étale du mois de mai jusqu'au mois de septembre, ce choix est pris par rapport à la diminution de la quantité de la pluie mais aussi à la température élevée qui caractérises ces mois dans cette région, ce qui entrainera une augmentation d'évaporation et automatiquement une diminution de l'écoulement.

Calcul de l'écoulement pendant la période d'étiage

$$\sum_1^{N_{int}} E_m = E_{mai} + E_{Juin} + E_{Juill} + E_{Aout} + E_{Sept} = \mathbf{44,14 \text{ mm}}$$

Donc, le volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage m :

$$m = \frac{\sum_1^{N_{int}} E_m}{E_0}$$

Le volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage est de l'ordre de : 0,14

A partir de l'abaque de Kritsky-Menkel, on constate que la valeur de β_s , est : $\beta_s = 0,46$

Le volume saisonnier qui correspond à β_s calculé, est de l'ordre de : $V_s = 9081209,6 \text{ m}$

➤ **La composante pluriannuelle**

La composante interannuelle est déterminée par la méthode graphique, en utilisant l'abaque de Pléchkov.Ia. F (Annexe 11) et l'abaque de Miloslavsky.N.M (annexe 12), qui est on fonction de coefficient de variation C_v , coefficient d'asymétrie C_s , coefficient de régularisation α , la garantie P (%) et le coefficient de l'auto-corrélation r entre les écoulements des années voisines.

Les résultats de calcul sont comme suit :

- Coefficient de l'auto-corrélation : (calculer à l'aide de l'Excel)

La figure (IV.4) donne la dépendance entre l'écoulement d'une année et celui de l'année qui la précède, d'où on tire le coefficient d'auto-corrélation.

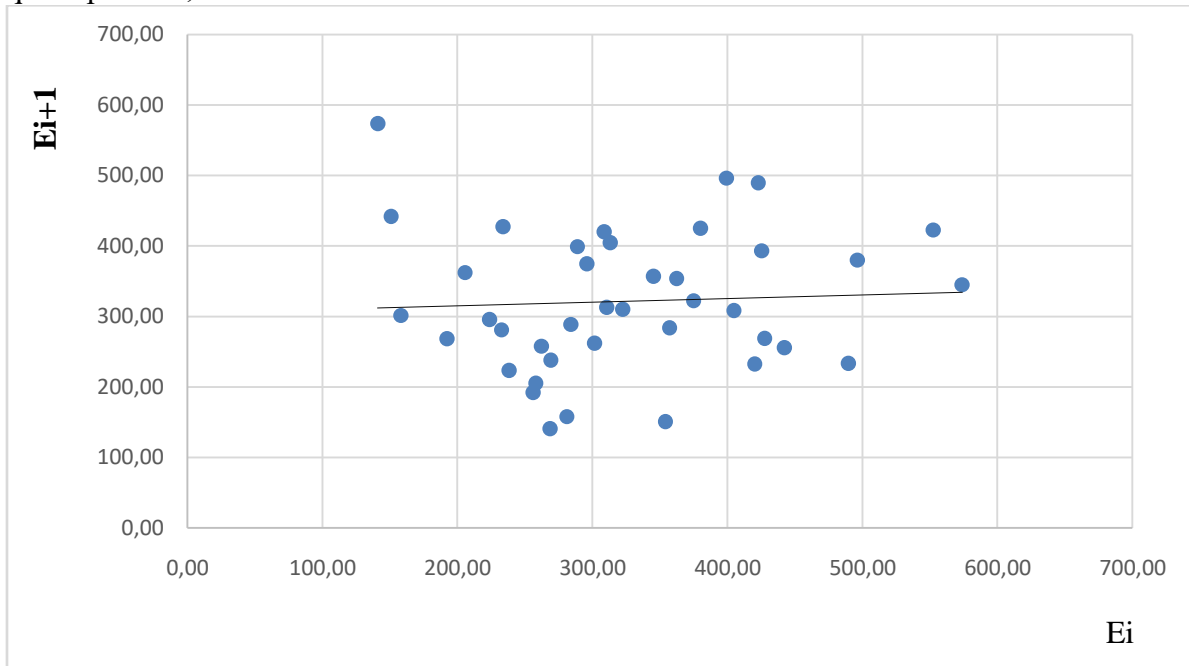


Figure (IV.4) : détermination du coefficient d'auto-corrélation

Le coefficient d'auto-corrélation est de l'ordre $r = 0.054$

-Calcul de coefficient d'symétrie

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum \left(\frac{x_i - \bar{x}}{s} \right)^3$$

$C_s = 1,415$

-Calcul de coefficient de variation de l'abaque de Pléchkov.Ia. F on a : $C_s = 2.C_v$

Alors :

$$C_v = \frac{C_s}{2} = 0,7$$

-La garantie P (%) est de l'ordre de 80%,

- ❖ A partir de l'abaque Pléchkov.Ia. F, la valeur de la composante pluriannuelle est :

$\beta_{Plu} = 0,36$ Soit : le volume interannuelle est : $7107033,6 \text{ m}^3$

- ❖ Donc : le volume utile interannuel est :

$$V_{int} = 16188243,2 \text{ m}^3$$

I.1.4.2 Détermination du volume mort

Après les calculs effectués dans le deuxième chapitre pour les apports Solides, le volume des apports solide annuelle est : $V_s = 42268,56 \text{ m}^3/\text{An}$

Le volume mort :

$$V_m = V_s * V_{ie_{utile}}$$

Avec :

$V_{ie_{utile}}$: Vie utile de l'ouvrage, [=30 ans]

V_s : volume solide

- ❖ Alors : Le volume mort est de l'ordre de : $V_m = 1268056,8 \text{ m}^3$

Le niveau au volume mort de $V_m = 1268056,8 \text{ m}^3$ est tiré de Figure (IV.1) : Courbe hauteur-capacité, la hauteur du niveau mort est représenté dans la figure (IV5)

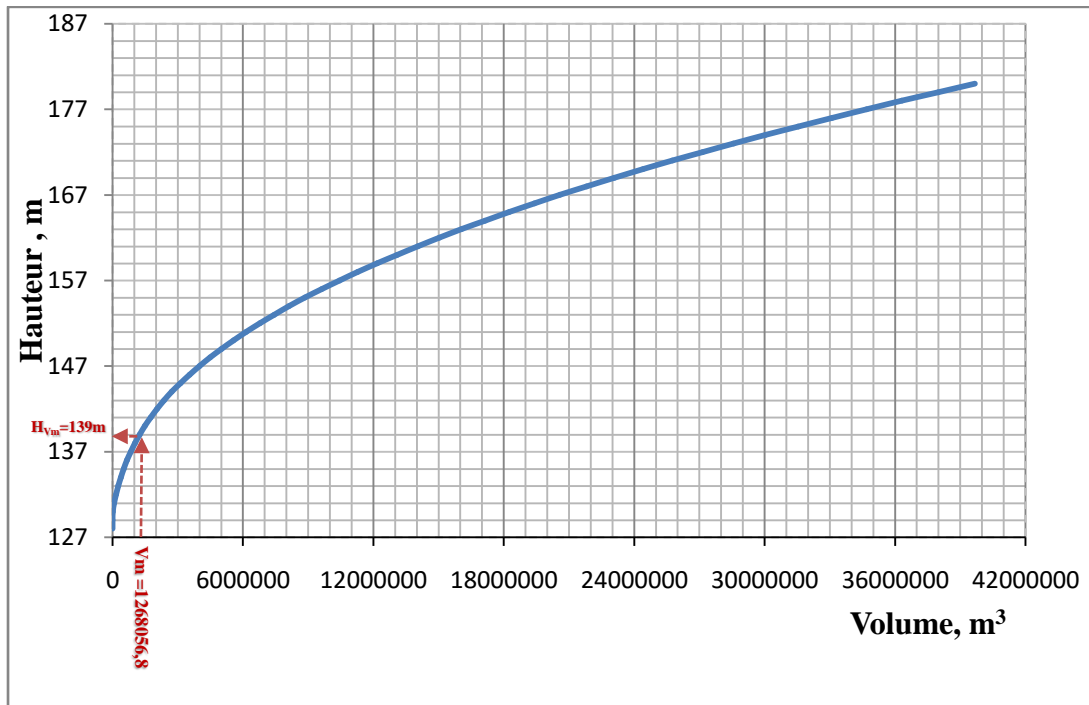


Figure (IV.5) : Projection du volume mort sur les altitudes

❖ La cote au niveau du volume mort (NVM) est de **139 m**

I.1.4.3 Détermination du volume utile du barrage en tenant compte des pertes et du niveau normal du barrage

Les pertes en eau à prendre en considération dans le calcul du volume utile du barrage, sont celles des infiltrations et d'évaporation.

IV.1.4.3.A. Calcul du volume des pertes

➤ Calcul du volume évaporé

Le volume évaporé est estimé par la formule suivante :

$$V_e = \bar{S} \cdot E$$

Où :

\bar{S} : Surface moyenne, en m^2 qui correspond à \bar{V} . Elle est relevée de la courbe bathygraphique

$S=f(V)$ (figure (IV.6)).

E : Lame d'eau évaporé, en m. [1,314 m]

$$\bar{V} = \frac{V_u}{2} + V_m$$

Où :

V_m : Volume mort, en m^3 . [1268056,8 m^3]

V_u : Volume utile, en m^3 . [16188243,2 m^3].

$$\bar{V} = 9362178,4 \text{ m}^3$$

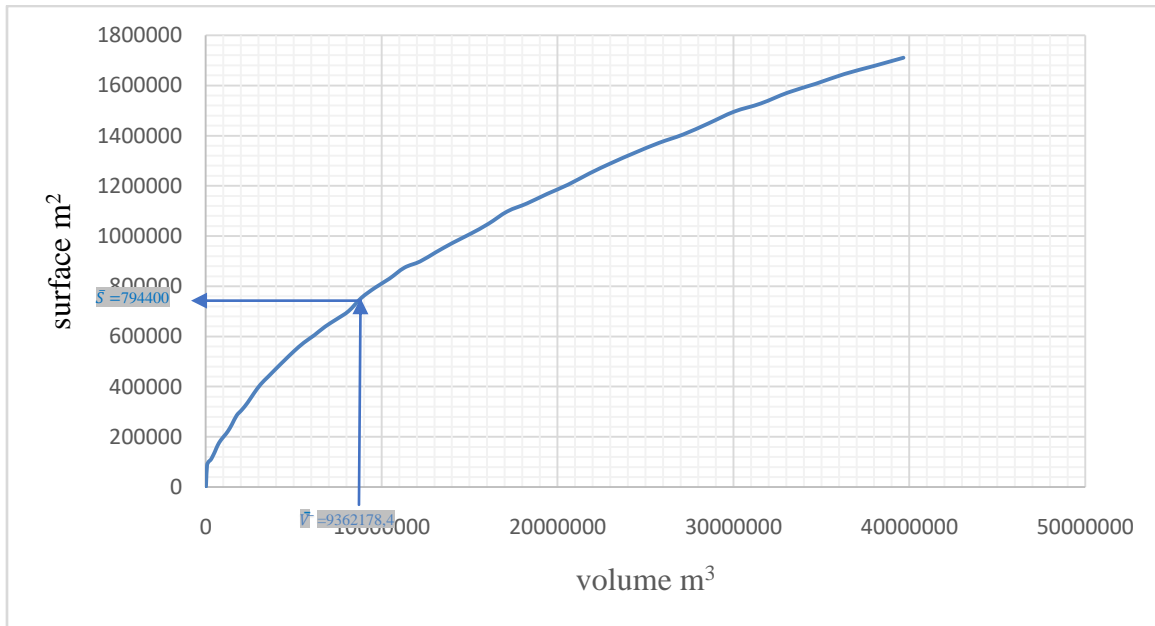


Figure (IV.6) : Projection du volume moyen sur l'axe des surfaces

❖ Surface moyenne, en m^2 qui correspond à \bar{V} :
 $\bar{S} = 794400 \text{ m}^2$

❖ Le volume d'évaporation est de $V_{\epsilon} = 1043841,6 \text{ m}^3$

➤ **Calcul de volume infiltré**

Le volume d'eau infiltré est estimé par la formule suivante :

$$V_{\text{infiltré}} = 0,02 \cdot \bar{V}$$

Où :

\bar{V} : Volume moyen, en m^3 . [9362178,4 m^3]

❖ Le volume infiltré est de $V_{\text{infiltré}} = 187243,568 \text{ m}^3$.

Après calcul des volumes infiltré et évaporée, on détermine le volume des pertes par la formule :

$$V_{\text{Pertes}} = V_{\epsilon} + V_{\text{infiltré}}$$

Où :

V_{ϵ} : Volume d'évaporation, en m^3 .

$V_{\text{infiltré}}$: Volume infiltré, en m^3

❖ Le volume des pertes est de $V_{\text{pertes}} = 1231085,168 \text{ m}^3$

Le volume utile en tenant compte des pertes est exprimé par :

$$V'_{\text{utile}} = V_u + V_{\text{Pertes}}$$

❖ Le volume utile en tenant compte des pertes est de : $V'_{\text{Utile}} = 17419328,37 \text{ m}^3$

IV.1.4.3.B. Détermination du niveau normal de la retenue (NNR)

Estimation du volume total du barrage :

$$V_T = V'_{\text{Utile}} + V_m$$

Où :

V'_{Utile} : Volume utile en tenant compte des pertes, en m^3 . [17419328,37 m^3]

V_m : Volume mort du barrage, en m^3 . [1268056,8 m^3]

❖ Le volume total de la retenue à la cote NNR est de l'ordre de : $V_T = 18687385,17 m^3$

La projection du volume total du barrage sur l'axe des altitudes donne la valeur du niveau normal de la retenue qui est égale à **165,375 m**

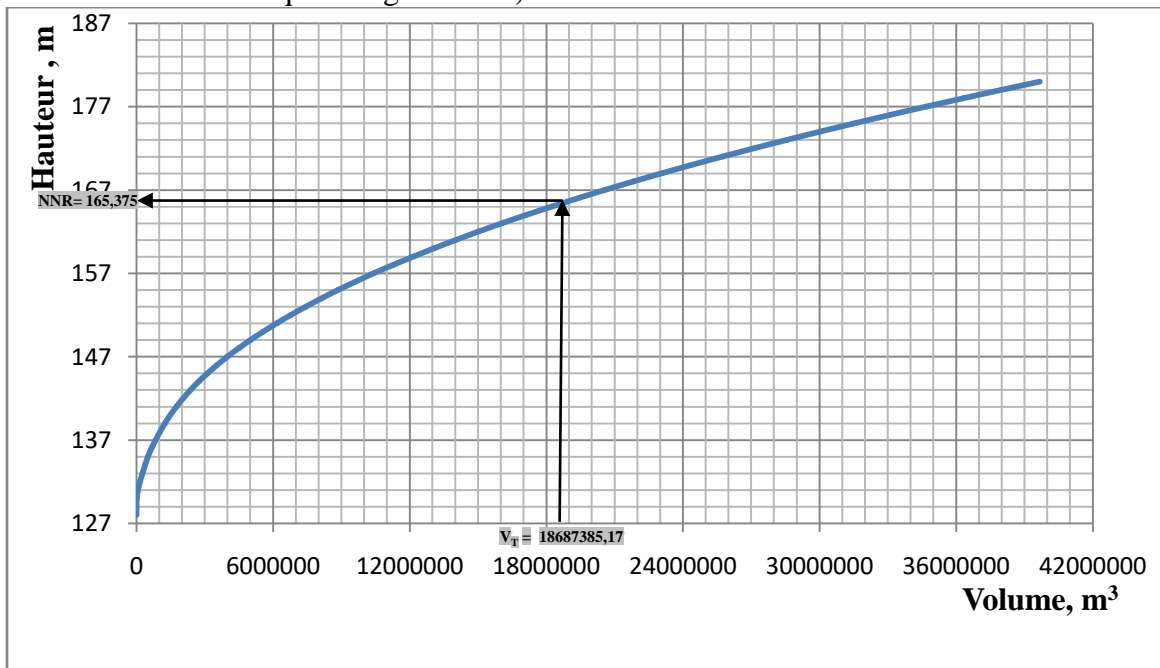


Figure (IV.7): Projection du volume total sur l'axe des altitudes

I.2 Laminage des crues

L'étude de laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue (le niveau du volume forcé), la hauteur d'eau maximale déversant par l'évacuateur de crue et sa variation dans le temps tout au long du passage de la crue. L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durées diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximal correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage, donc le calcul de laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter globale de l'aménagement.

Il existe plusieurs procédés de laminage des crues entre autres : Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, step by step, Nous traitons dans ce travail avec la méthode de Kotcherine et la méthode step by step

I.2.1 Méthode de Kotcherine

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

- Les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

I.2.1.1 Calcul du volume de la crue $V_{CP\%}$

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

$$V_{cp\%} = (50,36+201,45+453,26+484,44+230,51+85,72+19,40+0,90) \cdot 3600$$

- Le volume forcé après calcul : $V_{cp\%} = 5493744 = 5,49 \text{ Hm}^3$

I.2.1.2 Données initiales

$g \text{ (m}^2/\text{s)}$	9,81
$Q_{0.1\%} \text{ (m}^3/\text{s)}$	616,94
$V_{cr} \text{ (hm}^3)$	5,49
m	0,49

I.2.1.3 Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de h_d et b :

Le procédé de calcul consiste à :

- Donner des différentes valeurs des lames d'eau h_d ,
- Définir la cote PHE pour chaque lame,
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur ; on détermine le volume V_{PHE} relatif à chaque PHE,
- Définir le volume en charge pour chaque lame (V_f)
- Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame h_d à l'aide de la formule :

$$q_{maxp\%} = Q_{maxp\%} \cdot \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right)$$

Définir les débits véhiculés à travers le déversoir pour chaque lame h_d , en se donnant différents largeurs de déversoir b par la formule :

$$Q_{maxp\%} = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \times h_d^{3/2}$$

Chapitre IV : Etude de Régularisation et laminage des crues

Les calculs sont présentés dans le tableau qui suit :

h _d	PHE	VPHE (hm ³)	V _f (hm ³)	q _{maxp%} = Q _{maxp%} · (1 - $\frac{V_f}{V_{cr}}$) (m ³ /s)	Q _{maxp%} = m · b · √(2 · g) × h _d ^{3/2} (m ³ /s)					
					b en (m)					
					15	17	20	30	40	50
0	165,38	18,69	0							
0,125	165,5	18,80	0,11	604,28	1,44	1,63	1,92	2,88	3,84	4,80
0,375	165,75	19,10	0,41	570,57	7,48	8,47	9,97	14,95	19,94	24,92
0,625	166	19,40	0,71	536,86	16,09	18,23	21,45	32,17	42,90	53,62
0,875	166,25	19,68	0,99	505,39	26,65	30,20	35,53	53,29	71,06	88,82
1,125	166,5	19,97	1,28	472,81	38,85	44,03	51,80	77,70	103,59	129,49
1,375	166,75	20,27	1,58	439,09	52,49	59,49	69,99	104,98	139,98	174,97
1,625	167	20,55	1,86	407,63	67,44	76,43	89,92	134,88	179,84	224,80
1,875	167,25	20,85	2,16	373,92	83,59	94,73	111,45	167,17	222,90	278,62
2,125	167,5	21,17	2,48	337,96	100,85	114,30	134,47	201,70	268,93	336,17
2,375	167,75	21,48	2,79	303,12	119,16	135,05	158,88	238,32	317,76	397,20
2,625	168	21,80	3,11	267,16	138,46	156,92	184,62	276,92	369,23	461,54
2,875	168,25	22,10	3,41	233,45	158,71	179,87	211,61	317,41	423,22	529,02
3,125	168,5	22,75	4,06	160,40	179,85	203,83	239,80	359,70	479,60	599,50
3,375	168,75	23,07	4,38	124,44	201,86	228,77	269,14	403,72	538,29	672,86
3,625	169	23,40	4,71	87,36	224,70	254,66	299,60	449,40	599,19	748,99
3,875	169,25	23,70	5,01	53,65	248,34	281,45	331,12	496,68	662,24	827,80
4,125	169,5	24,05	5,36	14,31	272,76	309,12	363,67	545,51	727,35	909,18
4,375	169,75	24,35	5,66	0	297,92	337,65	397,23	595,85	794,46	993,08

Tableau (IV.4) : Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de h_d et b.

Construction des courbes q_{max}=f(h_d) avec les courbes q_{max}=f(b, h_d)

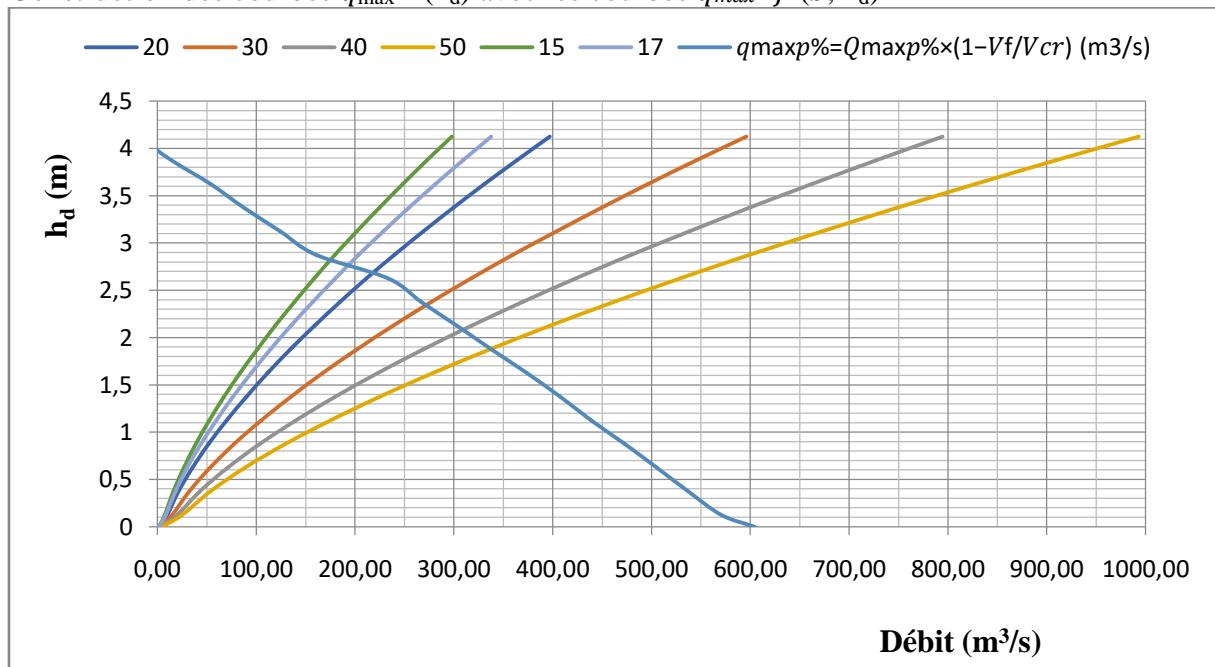


Figure (IV.8) : Laminage des crues pour différents largeurs du déversoir : h_d = f(Q, q)

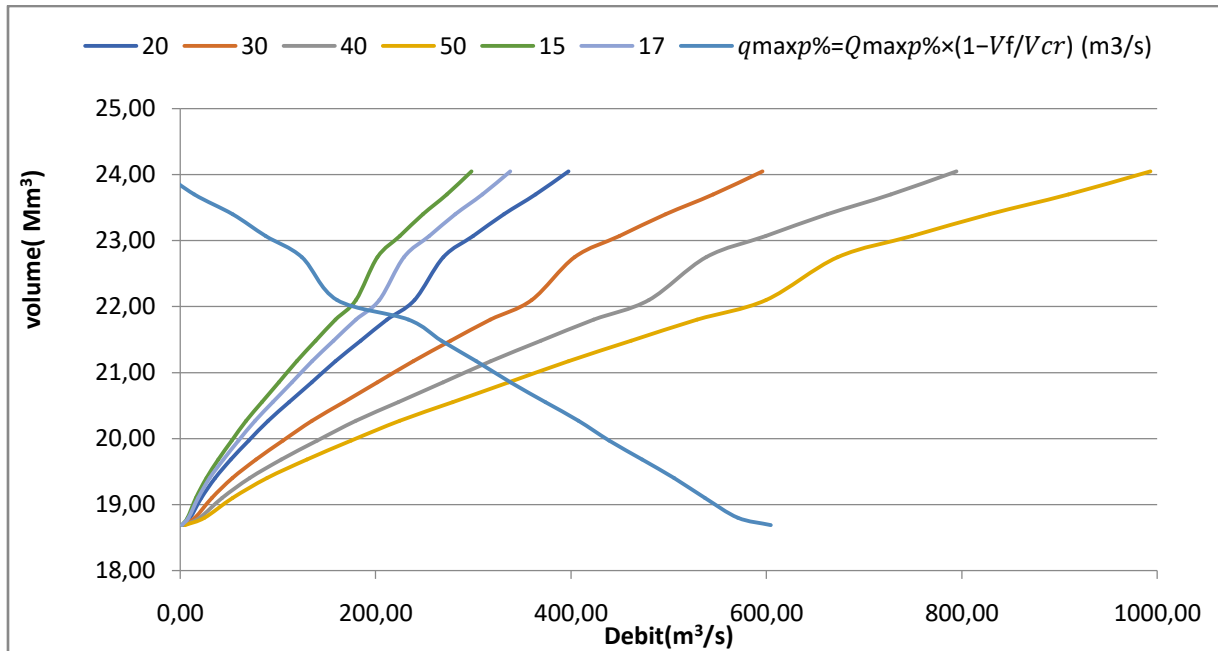


Figure (IV.9) : Laminage des crues en fonction de volume ; $V=f(Q, q)$.

- L'intersection de la courbe $q_{max}=f(h_d)$ avec les courbes $Q_{max}=f(b, h_d)$, donne les valeurs inconnues suivantes : q_{max} et h_d relatives à chaque largeur de déversoir b . Les résultats tirés à partir de ces courbes sont résumés dans le Tableau (IV.5) :

b (m)	15	17	20	30	40	50
h_d (m)	2,8	2,75	2,68	2,35	2,08	1,78
q_{max} (1000 ans) (m^3/s)	175	193	218	272	309	338

Tableau (IV.5) : résultats des intersections des courbes

I.2.2 Méthode « step by step » :

I.2.2.1 Données de base :

Le principe de calcul du laminage des crues par cette méthode est basé sur la connaissance de :

- Le niveau normal de retenue ;
- L'hydrogramme des crues (entrant) ;
- La courbe des volumes d'eau dans la retenue (courbe hauteur-capacité) ;

I.2.2.2 Principe de la méthode :

Le temps de base est divisé en une série de pas de temps Δt à chaque instant (t), on détermine les paramètres suivants :

- Débit de crue à partir de l'hydrogramme de crue ;
- Volume d'eau entrant pendant le temps Δt :

$$V_{ent} = \frac{Q_{e1} + Q_{e2}}{2} \cdot \Delta t$$

Avec :

- Q_{e1} : Débit initial en m^3/s ;
- Q_{e2} : Débit après l'intervalle de temps (t) en m^3/s ;
- Δt : Intervalle de temps.

Chapitre IV : Etude de Régularisation et laminage des crues

- La cote du plan d'eau.
- La charge sur le déversoir : La différence entre les côtes du plan d'eau à l'instant (t) et le niveau normal de la retenue (NNR).
- Le débit sortant qui est donné par la formule suivante :

$$Q_{sortie} = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{3/2}$$

Avec :

- m : Coefficient de débit ;
- b : Largeur de déversoir en m ;
- h : Hauteur d'eau sur le déversoir en m.

- Le volume sortant :

$$V_{sortant} = q_{0.1\%} \times \Delta t$$

Avec :

- $q_{0.1\%}$: Débit à évacuer en m³/s ;
- Δt : le pas de temps en heures.

- Le volume dans la retenue :

$$(V_{retenue})_i = (V_{retenue})_{i-1} + (V_{ent})_i - (V_{sort})_{i-t}$$

Les tableaux suivants représentent les différents débits laminés pour des différentes largeurs du déversoir.

➤ Pour $b = 15m$

Temp(h)	Q(1000)	Q _{moy} (m3/S)	Vent	COTE (m)	H (m)	Q (m)	Vdeverser
0	0	0	0	165,375	0	0,00	0,00
0,25	3,15	1,574	1416,44	165,58	0,20	2,91	2620,74
0,5	12,59	7,869	7082,18	165,78	0,4	8,24	7412,58
0,75	28,33	20,460	18413,68	165,98	0,60	15,13	13617,78
1	50,36	39,345	35410,92	166,18	0,8	23,30	20965,94
1,25	78,69	64,527	58073,90	166,38	1,00	32,56	29300,79
1,5	113,31	96,003	86402,64	166,58	1,2	42,80	38516,89
1,75	154,23	133,775	120397,11	166,78	1,40	53,93	48536,83
2	201,45	177,841	160057,34	166,98	1,6	65,89	59300,63
2,25	254,96	228,204	205383,31	167,18	1,80	78,62	70760,05
2,5	314,76	284,861	256375,03	167,38	2	92,08	82875,15
2,75	380,86	347,814	313032,50	167,58	2,20	106,24	95612,21
3	453,26	417,062	375355,71	167,78	2,4	121,05	108942,22
3,25	531,95	492,605	443344,67	167,98	2,60	136,49	122839,88
3,5	616,94	574,444	516999,37	168,18	2,8	152,54	137282,88
3,75	568,57	592,753	533477,63	168,38	3,00	169,17	152251,38
4	484,44	526,506	473855,30	168,58	3,2	186,36	167727,52
4,25	409,05	446,748	402073,17	168,78	3,40	204,11	183695,17
4,5	341,92	375,487	337938,47	168,98	3,6	222,38	200139,63
4,75	282,57	312,245	281020,12	169,18	3,80	241,16	217047,48
5	230,51	256,541	230887,02	169,38	4	260,45	234406,33
5,25	185,28	207,898	187108,10	169,18	3,80	241,16	217047,48
5,5	146,39	165,836	149252,27	168,98	3,6	222,38	200139,63
5,75	113,36	129,876	116888,45	168,78	3,4	204,11	183695,17
6	85,72	99,540	89585,56	168,58	3,20	186,36	167727,52
6,25	62,98	74,347	66912,50	168,38	3	169,17	152251,38
6,5	44,66	53,820	48438,20	168,18	2,8	152,54	137282,88
6,75	30,30	37,480	33731,58	167,98	2,60	136,49	122839,88
7	19,40	24,846	22361,54	167,78	2,4	121,05	108942,22
7,25	11,49	15,441	13897,01	167,58	2,2	106,24	95612,21
7,5	6,09	8,785	7906,90	167,38	2,00	92,08	82875,15
7,75	2,72	4,400	3960,12	167,18	1,8	78,62	70760,05
8	0,90	1,806	1625,60	166,98	1,6	65,89	59300,63
8,25	0,15	0,525	472,25	166,78	1,40	53,93	48536,83
8,5	0,00	0,077	68,99	166,58	1,2	42,80	38516,89
8,75	0,00	0,00	0,00	166,38	1	32,56	29300,79
9	0,00	0,00	0,00	166,18	0,80	23,30	20965,94
9,25	0,00	0,00	0,00	165,98	0,6	15,13	13617,78
9,5	0,00	0,00	0,00	165,78	0,4	8,24	7412,58
9,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	2,91	2620,74
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00

Tableau (IV.6) : Calcul de débit laminé pour $b=15m$

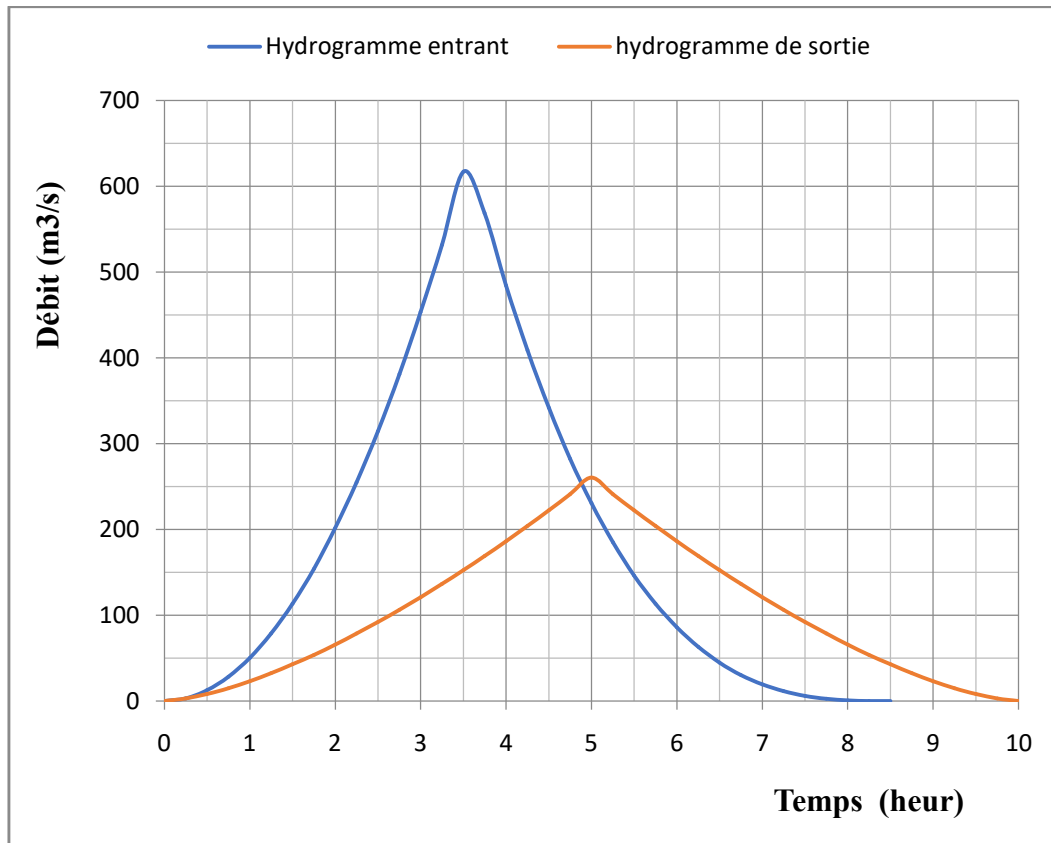


Figure (IV.10) : Laminage des crues par la méthode Step By Step (b=15m).

Chapitre IV : Etude de Régularisation et laminage des crues

➤ Pour $b = 17m$

Temp(h)	Q(1000)	Q _{moy} (m3/S)	Ventré	COTE (m)	H (m)	Q (m)	Vdeverser
0	0			165,375	0,0	0,00	0
0,25	3,15	1,574	1416,44	165,58	0,2	2,63	2364,01666
0,5	12,59	7,869	7082,18	165,78	0,4	7,43	6686,44884
0,75	28,33	20,460	18413,68	165,98	0,6	13,65	12283,7909
1	50,36	39,345	35410,92	166,18	0,8	21,01	18912,1333
1,25	78,69	64,527	58073,90	166,38	1,0	29,37	26430,5098
1,5	113,31	96,003	86402,64	166,58	1,2	38,60	34743,8074
1,75	154,23	133,775	120397,11	166,78	1,4	48,65	43782,2012
2	201,45	177,841	160057,34	166,98	1,6	59,44	53491,5908
2,25	254,96	228,204	205383,31	167,18	1,8	70,92	63828,4498
2,5	314,76	284,861	256375,03	167,38	2,0	83,06	74756,7707
2,75	380,86	347,814	313032,50	167,58	2,2	95,83	86246,1189
3	453,26	417,062	375355,71	167,78	2,4	109,19	98270,3272
3,25	531,95	492,605	443344,67	167,98	2,6	123,12	110806,583
3,5	616,94	574,444	516999,37	168,18	2,8	137,59	123834,766
3,75	568,57	592,753	533477,63	168,38	3,0	152,60	137336,957
4	484,44	526,506	473855,30	168,58	3,2	168,11	151297,066
4,25	409,05	446,748	402073,17	168,78	3,4	184,11	165700,537
4,5	341,92	375,487	337938,47	168,98	3,6	200,59	180534,119
4,75	282,57	312,245	281020,12	169,18	3,80	217,54	195785,685
5	230,51	256,541	230887,02	169,38	4,00	234,94	211444,078
5,25	185,28	207,898	187108,10	169,18	3,80	217,54	195785,685
5,5	146,39	165,836	149252,27	168,98	3,60	200,59	180534,119
5,75	113,36	129,876	116888,45	168,78	3,40	184,11	165700,537
6	85,72	99,540	89585,56	168,58	3,20	168,11	151297,066
6,25	62,98	74,347	66912,50	168,38	3,00	152,60	137336,957
6,5	44,66	53,820	48438,20	168,18	2,80	137,59	123834,766
6,75	30,30	37,480	33731,58	167,98	2,60	123,12	110806,583
7	19,40	24,846	22361,54	167,78	2,40	109,19	98270,3272
7,25	11,49	15,441	13897,01	167,58	2,20	95,83	86246,1189
7,5	6,09	8,785	7906,90	167,38	2,00	83,06	74756,7707
7,75	2,72	4,400	3960,12	167,18	1,80	70,92	63828,4498
8	0,90	1,806	1625,60	166,98	1,60	59,44	53491,5908
8,25	0,15	0,525	472,25	166,78	1,40	48,65	43782,2012
8,5	0,00	0,077	68,99	166,58	1,20	38,60	34743,8074
8,75	0,00	0,000	0,00	166,38	1,00	29,37	26430,5098
9	0,00	0,000	0,00	166,18	0,80	21,01	18912,1333
9,25	0,00	0,000	0,00	165,98	0,60	13,65	12283,7909
9,5	0,00	0,000	0,00	165,78	0,40	7,43	879,03
9,75	0,00	0,000	0,00	165,58	0,20	2,63	184,79

Tableau (IV.7) : Calcul de débit laminé pour $b=17m$

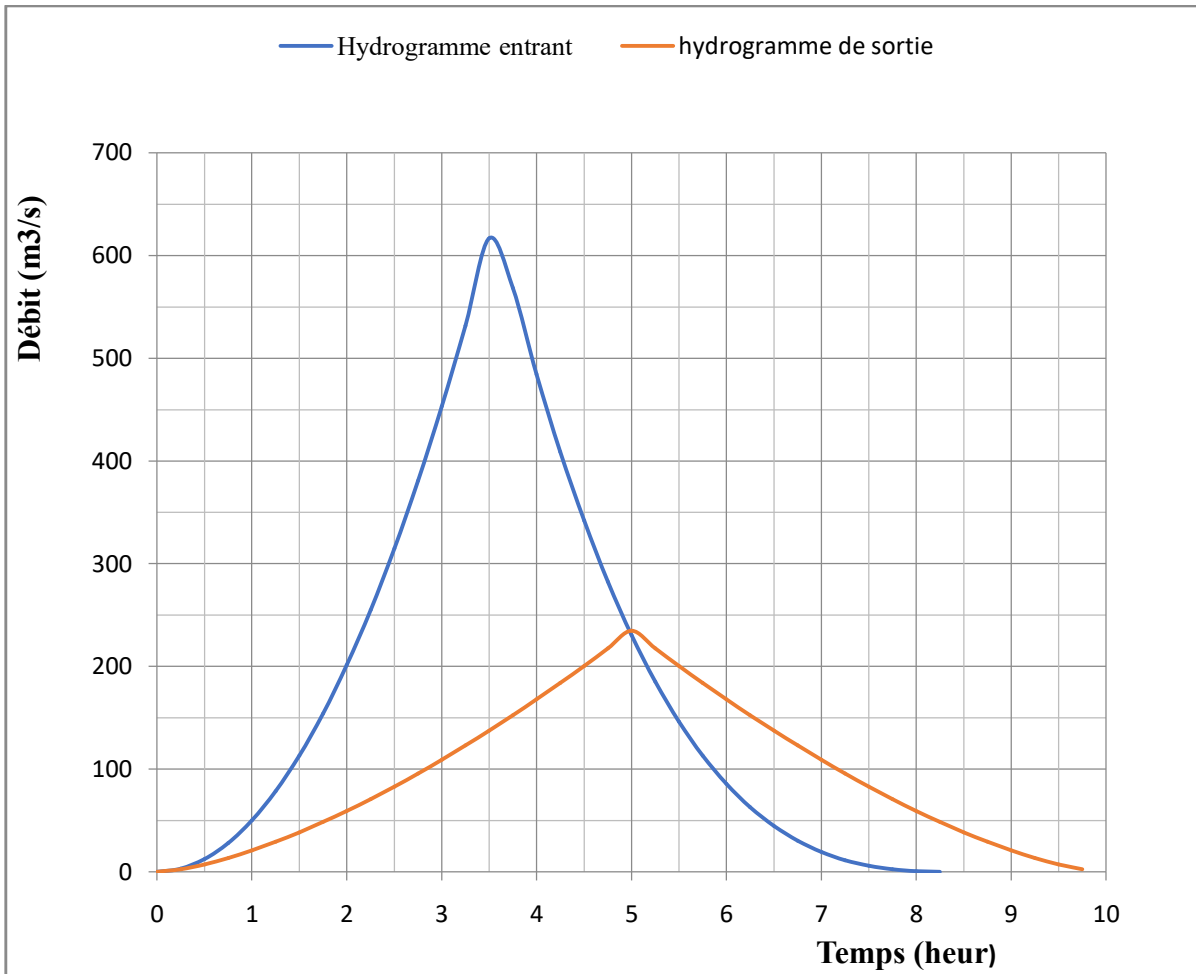


Figure (IV.11) : Laminage des crues par la méthode Step By Step (b=17m).

Chapitre IV : Etude de Régularisation et laminage des crues

➤ Pour $b = 20m$

Temp(h)	Q(1000)	Q _{moy} (m3/S)	Ventré	COTE (m)	H (m)	Q (m)	Vdéverser
0	0			165,375	0	0,00	0
0,25	3,15	1,574	1416,44	165,58	0,20	3,88	3494,32327
0,5	12,59	7,869	7082,18	165,78	0,4	10,98	9883,43871
0,75	28,33	20,460	18413,68	165,98	0,60	20,17	18157,0363
1	50,36	39,345	35410,92	166,18	0,8	31,06	27954,5861
1,25	78,69	64,527	58073,90	166,38	1,00	43,41	39067,7218
1,5	113,31	96,003	86402,64	166,58	1,2	57,06	51355,854
1,75	154,23	133,775	120397,11	166,78	1,40	71,91	64715,7726
2	201,45	177,841	160057,34	166,98	1,6	87,85	79067,5097
2,25	254,96	228,204	205383,31	167,18	1,80	104,83	94346,7282
2,5	314,76	284,861	256375,03	167,38	2	122,78	110500,204
2,75	380,86	347,814	313032,50	167,58	2,20	141,65	127482,951
3	453,26	417,062	375355,71	167,78	2,4	161,40	145256,291
3,25	531,95	492,605	443344,67	167,98	2,60	181,99	163786,502
3,5	616,94	574,444	516999,37	168,18	2,8	203,38	183043,847
3,75	568,57	592,753	533477,63	168,38	3,00	225,56	203001,837
4	484,44	526,506	473855,30	168,58	3,2	248,49	223636,689
4,25	409,05	446,748	402073,17	168,78	3,40	272,14	244926,887
4,5	341,92	375,487	337938,47	168,98	3,6	296,50	266852,845
4,75	282,57	312,245	281020,12	169,18	3,80	321,55	289396,638
5	230,51	256,541	230887,02	168,98	3,60	296,50	266852,845
5,25	185,28	207,898	187108,10	168,78	3,40	272,14	244926,887
5,5	146,39	165,836	149252,27	168,58	3,20	248,49	223636,689
5,75	113,36	129,876	116888,45	168,38	3,00	225,56	203001,837
6	85,72	99,540	89585,56	168,18	2,80	203,38	183043,847
6,25	62,98	74,347	66912,50	167,98	2,60	181,99	163786,502
6,5	44,66	53,820	48438,20	167,78	2,40	161,40	145256,291
6,75	30,30	37,480	33731,58	167,58	2,20	141,65	127482,951
7	19,40	24,846	22361,54	167,38	2,00	122,78	110500,204
7,25	11,49	15,441	13897,01	167,18	1,80	104,83	94346,7282
7,5	6,09	8,785	7906,90	166,98	1,60	87,85	79067,5097
7,75	2,72	4,400	3960,12	166,78	1,40	71,91	64715,7726
8	0,90	1,806	1625,60	166,58	1,20	57,06	51355,854
8,25	0,15	0,525	472,25	166,38	1,00	43,41	39067,7218
8,5	0,00	0,077	68,99	166,18	0,80	31,06	27954,5861
8,75	0,00	0,000	0,00	165,98	0,60	20,17	18157,0363
9	0,00	0,000	0,00	165,78	0,40	10,98	9883,43871
9,25	0,00	0,000	0,00	165,58	0,20	3,88	3494,32327
9,5	0,00	0,000	0,00	165,38	0,00	0,00	0,00

Tableau (IV.8) : Calcul de débit laminé pour $b=20m$

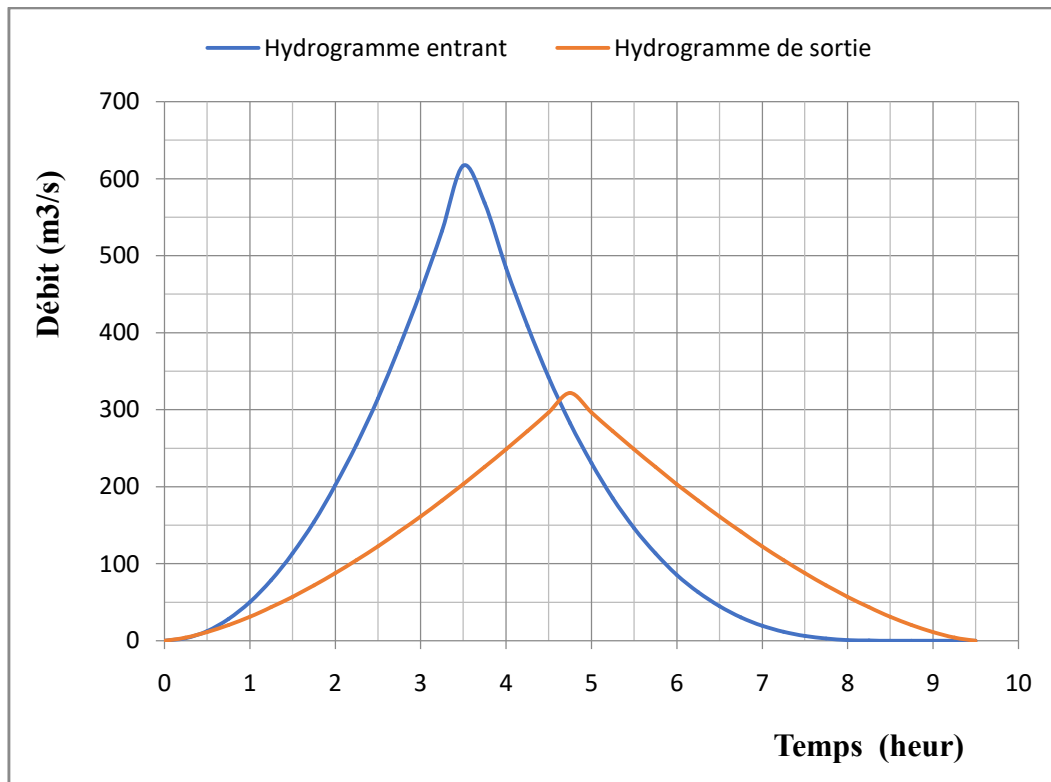


Figure (IV.12) : Laminage des crues par la méthode Step By Step (b=20m).

➤ Les résultats trouvés avec la méthode step by step sont présentés dans le tableau qui suit :

b (m)	15	17	20
H(m)	4	4	3,8
$q_{\max(1000 \text{ ans})}$ (m^3/s)	260,45	234,94	321,55

Tableau (IV.9) : résultats trouvés par la méthode step by step

❖ **Choix de débit laminé :**

Parmi ces méthodes, le choix est porté sur la méthode de Kotcherine, par rapport à son principe qui s'appuie sur un procédé grapho-analytique ce qui nous donne plus de précision.

Dans la méthode de Kotcherine le choix est porté sur une charge de $h_d = 2,68$ et une base de $b = 20\text{m}$ qui permettra l'évacuation d'un débit $Q_l = 218 \text{ m}^3/\text{s}$. le débit laminaire est acceptable, les valeurs de la hauteur et de la largeur ne sont pas exagérées

❖ Après les calculs effectués on peut déduire la cote des plus hautes eaux et le volume du barrage avec l'ajout du volume forcé :

❖ cote des plus hautes eaux : $\text{NPHE} = \text{NNR} + h_d = 165,375 + 2,69 = \mathbf{168,055\text{m}}$

❖ volume des plus hautes eaux : $\text{VPHE} = V_{\text{NNR}} + V_f = 18,68 + 3,11 = \mathbf{21,797 \text{ hm}^3}$

Avec : $V_f = 3,11 \text{ hm}^3$ (déduit à partir de la courbe hauteur-capacité) les différents niveaux du barrage de Bounachi sont illustrés dans la figure ci-dessous :

Avec : $V_f = 3,11 \text{ hm}^3$ (déduit à partir de la courbes hauteur-capacité) les différents niveaux du barrage de Bounachi sont illustré dans la figure ci-dessous :

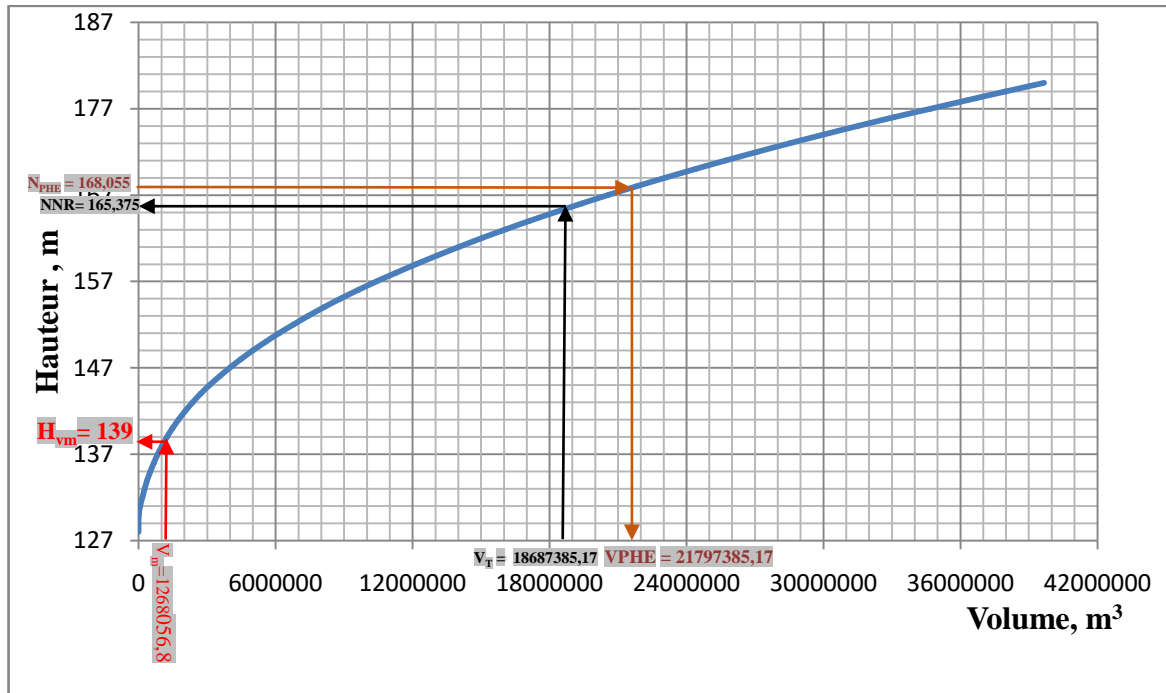


Figure (IV.13) : les différents niveaux du barrage de Bounachi

I.2.3 Calcul de la revanche

La revanche est une tranche (hauteur de sécurité qui protège l'ouvrage contre les élévations d'eau dues aux vagues qui pourraient submerger le barrage elle est comprise entre la NPHE et la crête.

Les formules empiriques utilisées pour le calcul de la revanche due au vague sont présentés ci-dessous :

- **Formule simplifiée :**

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

Avec :

F (fetch) : désigne la distance entre le barrage et le point le plus éloigné dans la cuvette dans la direction du vent. $F = 2,16 \text{ km}$

- **Formule de Daris :**

$$R_v = 0,75 h_v + \frac{v^2}{2g}$$

Avec :

V : vitesse des vagues estimée par la formule de Gaillard

g : gravitation

h_v : hauteur des vagues estimés par la formule empirique de Stevenson et Mallet et Paquant

• **Formule de Stevenson :**

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

Avec : (F < 18km, V < 100 km/h)

• **Formule de Mallet et Paquant :**

$$h_v = 0,5 + \frac{1}{3} \sqrt{f}$$

• **Formule de Gaillard :**

$$V = 1,2 + h_v$$

Les résultats de calcul par les formules empiriques sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Formule simplifiée	Formule de Daris		Formule de Stevenson	Formule de Mallet et Paquant	Formule de Gaillard	
	h_v (Stevenson)	h_v (M et P)			h_v (Stevenson)	h_v (M et P)
1,44 m	0,933 m	0,9868	0,9345 m	0,9898 m	2,1345 m/s	2,189m/s

Tableau (IV.10) : Résultats de calcul de la revanche due aux vagues

- ❖ Pour le calcul de la hauteur des vagues le choix est porté sur la formule de Mallet et Paquant. **$h_v = 0,9898$ m**
- ❖ Pour le calcul de la vitesse dans la formule de Gaillard on prend le résultat ou on a utilisé h_v de Maillet et Paquant. **$V = 2,189$ m/s**
- ❖ Le choix de calcul de la revanche due aux vagues est porté pour la formule de Daris par rapport a la formule simplifiée, car la hauteur des vagues et la vitesse du vent sont pris en considération dans la formule de Daris. **$R_v = 0,9868$ m**
- ❖ **Calcul de la revanche avec la présence des tassements et la hauteur de sécurité :**

Le tassement (T) ducorp du barrage est prés égale a 2% de la hauteur du barrage.

La hauteur du barrage sans la revanche : $H_b = NNR + Hd + Hs - CTN$

Avec : NNR = 165,375 m (Niveau normal de la retenue)

Hd= 2,68m (charge sur le déversoir)

Hs = 0,5 (Hauteur de sécurité)

CTN = 127 m (Cote du terrain naturel)

- ❖ **$H_b = 41,55$ m**
- ❖ **$T = 41,55 * 0,02 = 0,8311$ m**
- ❖ **$R = R_v + T + Hs = 2,32$ m**

I.3 Calcule de la hauteur totale du barrage :

Après la détermination des différents niveaux du barrage et le calcule de la revanche, la hauteur totale du barrage correspond à :

$$H_{b_T} = NNR + Hd + (R_v + T + Hs) - CTN$$

$$\mathbf{H_{b_T} = 43,375m}$$

I.3.1 Schéma synoptique des différentes hauteurs d'eau dans le barrage

Les différents calculs hydrologiques ont permis, en fin de compte, de déterminer les différents niveaux d'eau dans le barrage, qui sont nécessaires pour le dimensionnement hydraulique des autres ouvrages. Nous présentons un schéma synoptique des différentes hauteurs d'eau dans le barrage (Figure (IV.14)). Le seuil de déversoir est situé à une hauteur égale à 38,375 m, le niveau des hautes eaux (PHE) est 41,055 m et la hauteur totale du barrage est de l'ordre 43,375m.

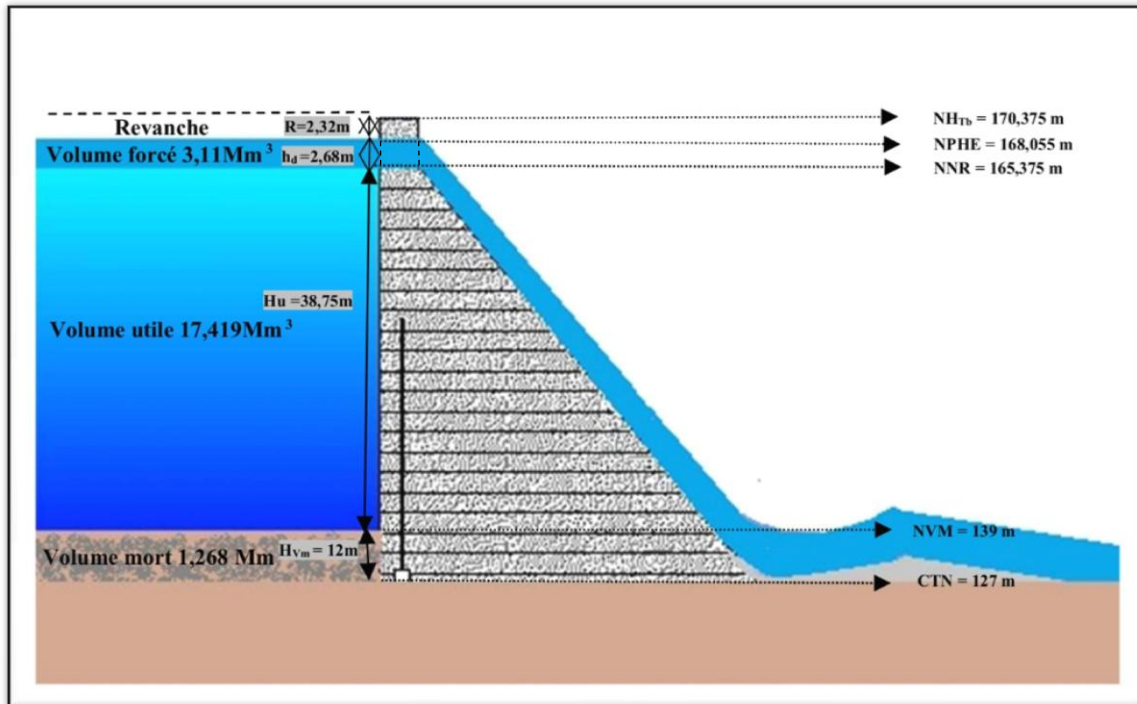


Figure (IV.14) : Schéma synoptique des différentes hauteurs d'eau dans le barrage.

Conclusion

En peut diviser ce chapitre par deux parties essentielles, dans la première partie, en se basant sur Les données du levé topographique nous avons pu tracer les courbes bathymétriques : Altitude-Surface-Volume, qui sont indispensable pour l'estimation des pertes du barrage et surtout pour la détermination des différents paramètres hydrologiques : La cote du niveau normal de la retenue, la cote du niveau du volume mort, le volume utile, le volume mort et le volume normale de la retenue. Ces résultats sont représentés dans le tableau suivant :

NVM (m)	139 m
NNR (m)	165, 375 m
Volume mort	1268056,8 m ³
Volume utile	17419328,37 m ³
Volume normal de la retenue	18687385,17 m ³

Ces résultats nous aident pour la détermination de la hauteur du barrage en ajoutant la hauteur réservée pour le volume forcé et une revanche de sécurité. Ils permettent aussi de calculer la ligne d'eau dans l'évacuateur de crues connaissant la cote normale de la retenue, la largeur du seuil et la charge déversant déterminée par le calcul du laminage des crues.

Dans la deuxième partie nous avons calculé le laminage de crues pour déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, ou on a adopté les résultats trouvé par la méthode de kotchérine, dont la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue $h_d = 2,68$, pour une largeur du déversoir de $b = 20\text{m}$ et un débit maximal déverser par l'évacuateur de crue $Q_1 = 218 \text{ m}^3/\text{s}$.

Après les calcule effectué dans la deuxième partie on a déduit les résultats suivant :

N_{PHE}	168,055 m
Volume forcé (V_f)	3110000 m ³
Volume des plus hautes eaux	21797385,17 m
Revanche	2,32 m
Hauteur totale du barrage	43, 37 m

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Les analyses et les investigations effectuées dans le cadre de l'étude géologique, géotechnique, topographique et hydrologique ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- ❖ Les coordonnées en degrés décimale de l'axe du barrage sont :

$$X = 4.23^\circ, Y = 36.69^\circ \text{ et } Z = 127\text{m.}$$

- ❖ La vallée est très large et les terrains sont constitués en majeure partie de sédiments marneux recouverts par des matériaux argileux – sédiments quaternaires qui masquent la roche sur place et ses éléments structuraux, la cuvette est étanche et les pertes vers les bassins adjacents n'existe pas.
- ❖ La région d'étude appartient à la zone 6 de sismicité est modérée.
- ❖ La surface du bassin versant est égale à 61,12 km² et la longueur du thalweg est de l'ordre 18 km.
- ❖ La valeur de la pluie moyenne interannuelle au centre de gravité du bassin versant est égale à 883mm et la pluie maximale journalière moyenne est égale à 60.4mm.
- ❖ L'évaporation annuelle atteint 1314 mm et la valeur de la température moyenne annuelle est égale à 18°C.
- ❖ La pente moyenne du thalweg principale est égale à 49,39 ‰ et celle du bassin versant est égale à 71,32 ‰.
- ❖ Les altitudes minimale, maximale et moyenne du bassin versant sont respectivement égales à 127m, 1219m et à 641,94m.
- ❖ La valeur de l'écoulement moyen interannuel est égale à 323 mm.
- ❖ La hauteur du niveau mort du barrage par rapport au fond est de l'ordre 12 m d'exploitation et son volume est égale à 1268056,8 m³.
- ❖ La hauteur du niveau normal du barrage par rapport au fond est fixée à 38,375 m
- ❖ Le volume utile du barrage de Bounachi est de l'ordre 17419328,37 m³.
- ❖ La charge sur le déversoir est de 2,68 m.
- ❖ La revanche égale à 2,32 m
- ❖ La hauteur du barrage est égale à 43, 375 m.
- ❖ La largeur du déversoir est de l'ordre de 20 m.

Grace à la capacité de stockage de la retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation et de l'AEP, permettant ainsi le développement du secteur agricole avec la mise en

Conclusion Générale

valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures et l'amélioration de la production de la région, mais aussi la satisfaction des besoins en AEP pour tous les habitants de la région

Annexes

Annexe (I) : Précipitation mesurées et comblées à la Station Azazga Ecole

	septembre	octobre	novembre	décembre	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	annuel
1971	178.6	102.2	144.5	114.9	390	120.5	101.3	125.1	135.7	23.2	0	23	1459
1972	82.8	81.6	50.9	364.4	264.7	377.4	141.4	31.5	0.3	50.4	1.4	11	1457.8
1973	182.4	35.3	28.2	245.6	19.8	284.7	291.6	183.4	1.2	11.6	4	0	1287.8
1974	24	131.4	94	41.1	64.7	152.8	217.8	36.6	75.1	25	0	21.3	884
1975													
1976	21.9	103.3	126.1	153	91.3	40.8	24.9	73.1	38.7	5.8	0.2	4.4	683.5
1977	3.2	22	149.4	15.9	127.1	53.5	139.7	178.8	89.7	1	0	0	780.3
1978	8.5	167.2	104.5	49.6	83.6	157.6	94.4	88.2	12.4	1.8	15.8	6.3	789.9
1979	58.6	86.3	147.3	55.7	117	56	132.8	128.9	29.6	3.9	2.2	0	818.3
1980	2.7	83.9	58.2	351.6	55.7	109.8	108.1	81.4	47.6	11.9	0	28.7	939.6
1981	12	51.9	34.2	143	330.1	166.4	52.3	38.8	60.3	0	2.1	3.8	894.9
1982	35.1	135.5	259.1	226.1	5.1	65.6	56.7	51.8	9.3	0.5	0.8	19.9	865.5
1983	12.7	51.6	101	97.6	175.4	212.9	78.3	50	128.7	10.7	4.8	0.4	924.1
1984	56.8	186.1	21	343.5	112.2	72.6	323.8	29.5	87.8	1.1	1.7	0	1236.1
1985	87.9	55.2	124.4	91.5	104	120.6	258.6	51.9	3.5	22.3	8.3	2.5	930.7
1986	33.5	71.4	114.6	338.9	171	233.9	82.8	20.1	19.6	6.9	5.7	7.6	1106
1987	42.1	51.3	146.3	44.6	80	81.9	97.3	82.2	25.1	24.1	0.7	0.7	676.3
1988	77	3.8	81.5	271.9	81	49.1	61.9	134.9	22.4	21.7	4.7	9.3	819.2
1989	33.9	39.9	65.1	34.3	83.6	0	48.1	75.3	150.6	13.8	24.4	0	569
1990	1.2	62.4	56.3	285.8	91.5	142.4	115.5	60.3	63.1	1.8	0	9.7	890
1991	24.1	152.2	62.4	19.9	176	54	118.7	148.4	40.5	29.2	2.8	0	828.2
1992	15.4	101.4	129.8	252.1	66.1	78.9	19.7	144.6	55.2	3.1	0	1.4	867.7
1993	67.6	63.7	104.1	127.7	120	87.5	2.4	89.4	11.9	1.2	0	3.5	679
1994	91	83.2	27.6	155.2	309.5	69.1	183.1	42.8	0.7	24	0	15	1001.2
1995	12.3	47.7	41.2	89	173.3	372.8	105.5	152.1	58.5	32.5	10.7	2.5	1098.1
1996	83	83.2	77.7	91	75.6	22.1	45.7	69.1	23.4	8.6	1.2	11.2	591.8
1997	78.2	143.2	246	147.3	83.2	115.8	78.7	125.2	291.2	3.9	0	5.2	1317.9
1998	23.6	64.1	177.3	137.5	162.9	105.3	86.2	35.2	49.8	13.4	0	0	855.3
1999	28.7	17.8	211.7	362	36.7	7.5	10	54.7	42.9	8.6	0	0	780.6
2000	10.1	65.9	68.7	114.7	337.5	85.6	15.5	80.2	43.8	0	0	4.6	826.6
2001	22	0.9	64.6	87.3	96.9	67	65.3	56.6	24.1	4	10.5	21.8	521
2002	25.8	36.1	271	361.5	365.4	87.3	40.4	292	52.9	0	1.9	1.5	1535.8
2003	56.7	81.5	61.2	258.5	180.8	57.2	47.8	119.2	119.8	10.9	0	6	999.6
2004	31.9	35.4	154.1	245.8	197.6	209	34.1	260.6	5.9	1	2.5	0.3	1178.2
2005	55.3	39.8	86.8	154.3	159.5	228.7	39.5	17.5	110.5	1.3	2.4	1.3	896.9
2006	72.5	10.3	5.2	166.1	15	66	362.2	260.6	38.8	12.8	11.3	7.9	1028.7
2007	55.1	365.8	211.3	164.6	16	40.1	183.7	73.7	94.4	22.6	6.4	7.8	1241.5
2008	50.2	73	317	166.7	336	67.4	121.9	158	48.1	0.5	0	9.4	1348.2
2009	122.3	58.1	188.1	158.1	167.6	56.8	117.6	88.1	73.6	28	0	17.5	1075.8
2010	33.7	133.4	119	81.6	82.7	184.5	87.5	92	106.9	20.1	0	0	941.4
2011	0	54.3	171.2	160.5	97.8	190.4	110.9	151.1	26.5	0	0	4	966.7
Moyenne	47.86	80.833	117.565	169.26	142.598	118.787	107.456	100.41	59.659	11.588	4.522	6.749	964.756

Annexe (2) : Précipitations mesurées et comblées à la Station Béni Yenni

	septembre	octobre	novembre	décembre	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	août	annuel
1971													
1972								49.6	2	31.2	0		
1973	130.3	31.3	25.8	202.7	33	206.1	406.8	151	2.8	10.3	0.8	3.5	1204.4
1974	25.2	85.5	74.3	20.5	47.9	111.2	173.6	41.6	70.4	40.8	0	26.2	717.2
1975	43.7	5.7	258.9	64.8	67.3	214.9	125.5	104	132.1	28.4	42.8	13.1	1101.2
1976	61.6	115.3	118.7	199.8	99.2	41.2	22.6	116.7	54.2	9.4	0	19.3	858
1977	1.7	23.4	133.4	19.3	100	50.6	137	155.2	89.4	3.1	1.4	0	714.5
1978	3.2	97.8	108.9	42.4	63	131.5	94.9	95.4	20.2	0	0	2.8	660.1
1979	63.6	81.5	148.1	47.5	94.5	79.7	142.2	153.6	43.6	3.3	0	0	857.6
1980	6.8	71.7	122	367.4	74.6	104.9	129.7	87.5	45.1	17.3	0	8	1035
1981	28	66.2	21.7	101.2	293.4	193.3	63.2	40.2	73	12.7	1.4	0	894.3
1982	71.3	122.8	232.7	184	2.4	73.7	52.3	51.5	13.7	1.4	4.3	18.7	828.8
1983	2.9	49.2	92.6	51.3	170.1	231.7	80.5	63.2	125.8	14.3	4	0	885.6
1984	0	131.6	24.5	253.9	85.5	70.5	310.9	42.2	68.2	2.7	0	0.6	990.6
1985	76.2	39.9	89.5	84.8	71.8	83.2	314.9	64	10.9	31.6	1.7	0	868.5
1986	42.4	74.2	94.7	230.3	150.5	284.7	87.3	31	29.1	6.6	9.2	10	1050
1987	19.4	51.1	161.7	51.7	84.8	82.9	97.2	82.3	51.2	26.2	12.3	0.2	721
1988	45.5	4.5	79.9	235.2	100	47.3	69.4	149.2	11.2	33	4.3	19.7	799.2
1989	30.2	30.9	100.8	28.3	87.8	0	43.5	92	51.4	27.6	29.4	0.5	522.4
1990	8.6	54.6	82	222.9	98.1	160	101.5	35.7	61.6	9.5	1.4	6.9	842.8
1991	19.1	120	40.5	18.2	128.2	30.5	98.4	169.8	59.8	36.7	4.4	0	725.6
1992	31.8	92.9	113.7	188.8	52.2	68.5	26.7	79.2	42.2	2.5	0.1	3.4	702
1993	68.9	84.2	87.2	110.4	105.3	81.1	0.4	72.8	4.2	3.5	0	0.9	618.9
1994	97	132.9	34.7	101.6	298.2	54.4	121.7	29.6	0.7	31.5	0	20.2	922.5
1995	18.3	38.9	32.1	73.6	162.9	216.8	70.1	146.8	75.4	26.3	11.2	18.4	890.8
1996	36.3	79.6	66.3	66.5	41	20.2	27.7	100.7	20.9	10.8	0.6	34.9	505.5
1997	69.6	125.3	192.6	146.5	53.1	115.3	47.9	158.7	273.2	3.8	0	6.3	1192.3
1998	37.9	96.2	165.7	91.1	116.6	71.4	86.2	23.1	54	14.7	0.2	11.3	768.4
1999	46	17.6	109.5	258.4	18.6	11.6	17.1	50.2	93.8	1.1	0.3	0	624.2
2000	61.3	77.9	57.1	67.3	319.3	60.1	8.5	79.7	46.2	0	0.3	7.6	785.3
2001	32	3.8	33.3	43	87.7	61.6	75.3	49.2	37.3	1.3	17.9	37.2	479.6
2002	18	38.3	233.7	298.7	289.4	102.1	35.3	272.7	62.4	2.5	10.3	3.1	1366.5
2003	31.6	96.2	58.7	200	125.9	54.2	48.5	102.2	157.6	7.7	7.1	13.9	903.6
2004	34.3	45.7	152.9	226.3	134.4	163.1	36.4	72.7	8	1.2	1.1	3.4	879.5
2005	39.6	35.1	70.8	123.7	133	165.4	40.4	27.7	106.9	5.7	2.4	3.5	754.2
2006	47.8	11.1	15.2	142.6	12	64	311.2	27.9	45.4	3.7	2.5	14.8	698.2
2007	53.7	274.7	147.1	90.5	13.6	38.5	128.6	51.2	134.1	15.8	6.1	1.1	955
2008	53.2	66	216.4	138.3	298.3	58.5	99.8	194.3	58	2.8	0.2	12.1	1197.9
2009	124.7	51.6	124.2	135.9	97.4	77.7	93.7	76.6	75.8	45.7	0	22.5	925.8
2010	40	137.5	123.6	80.8	107.1	219.5	89.8	104.4	158.7	47.5	4.1	0.2	1113.2
2011	10.3	49.1	137.4	108.5	99.5	296.9	93.8	170.9	48.9	0.2	0.2	8.2	1023.9
Moyenne	41.846	72.097	107.254	131.249	113.621	107.662	102.133	91.657	62.985	14.36	4.55	9.041	852.775

Annexe (3) : Précipitation mesuré à la Station Bouassem

	septembre	octobre	novembre	décembre	janvier	fevrier	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	annuel
1971	54.4	13.5	113.4	118	365.8	202.8	43.2	120.2	77.7	8.1	0	22.7	1139.8
1972	93.8	50.9	33.9	140	212.6	255.6	109.5	63	0.2	18.5	2.2	0.3	980.5
1973	134.2	60.2	32.2	152.1	13	222.1	387.8	154.6	1.5	7.3	2.5	0	1167.5
1974	22.3	88.4	57	21.9	45.9	92.8	215.9	30.6	63	27.8	0	27.4	693
1975	39.1	7.4	261.1	70.7	84	230.3	118.6	96.2	109.6	23.2	28.9	0	1069.1
1976	21	109	124.8	157.1	103.5	41.8	21.3	112.9	25.8	7	0	2.5	726.7
1977	1	18.5	137.3	19.7	123.8	41.1	133.7	179.9	94.8	0.8	0	0	750.6
1978	7.6	84.9	111.2	57.2	58.4	207.8	121.8	84.3	21.7	5.4	11.6	6	777.9
1979													
1980	2.1	59.8	121.6	404.3	52.4	83.5	98.2	92.5	32.8	7.7	0	43.1	998
1981	5.5	79.6	44.6	96.3	229.2	165.5	54	43.7	73.4	2	0	8.2	802
1982	109	104.5	214	205.9	5.6	94.2	52.6	42.4	2.9	0	0	28.5	859.6
1983	0.3	29.3	97.6	37.4	116.1	157.6	79.2	43.8	120.6	13.8	1.3	0	697
1984	27.4	122.4	31.4	234.9	120.4	71.6	307	31.7	99.6	2.5	1.1	0	1050
1985	54.1	42.8	112.7	65.1	71.2	113.4	250.3	60.2	10.4	28.6	8.2	3.3	820.3
1986	19.9	72.7	102.6	241.9	178.9	283	79	25.1	31.8	11.7	0.2	2.7	1049.5
1987	7.4	35.9	133.8	61.5	86.2	59.1	78	86.4	49.6	28.4	16.1	0	642.4
1988	66.2	7.9	80.6	246.8	63.2	53.5	61.1	134.3	9.4	24.2	2.3	15.8	765.3
1989	53.1	33.7	118	38.4	85	0	50.9	66.7	130	13.2	24.4	0	613.4
1990	13.1	65.4	75	250	105.4	134.2	108.7	39.8	64.2	2.2	1.4	8.9	868.3
1991	35.6	110.6	17.6	17.1	151.2	45	102.3	189.1	76.4	31.5	5.2	0	781.6
1992	15.6	64.7	119.8	215.2	48.9	78.9	32	115.9	40.9	0.1	0	8.5	740.5
1993	73.6	44.2	87.7	118.3	99.5	70.5	1.1	53.3	3.7	1.5	0	0	553.4
1994	136.5	91.8	22.5	109.3	267.1	48.1	111.3	20	0	21.1	0.9	20.1	848.7
1995	11.6	22.1	50.3	94.5	152.2	304.2	50.9	196.1	67.6	24.7	8.5	10.9	993.6
1996	36.3	114.3	69	96.4	46.7	23.2	27.4	99.2	34.8	7	4.3	22.2	580.8
1997	48.3	125.8	206.3	128.7	57.4	151	74.5	108.9	262.4	5.7	0	0.8	1169.8
1998	13.8	96.2	128.5	95.8	138.1	98.6	100.6	25.8	35.2	8.7	0	1.1	742.4
1999	39.8	15.7	130.7	243.8	21.9	8.7	7.6	39	83.6	1.7	0	0	592.5
2000	6.5	59.7	73.6	71.8	306.9	89.3	0.9	59.6	54	0	0	2.2	724.5
2001	41.6	3.7	47.4	56.5	86.5	56.9	55.3	58.3	49.1	4.2	18.6	29.9	508
2002	26.1	36.2	238.9	318	333.5	104.6	30	216	49	2.5	14.8	0.6	1370.2
2003	69.7	76.2	64.5	183.6	124.4	57	41.4	112.1	153.1	7	4.1	2.5	895.6
2004	29.5	44.1	109	233.6	155.8	139.1	29.2	52.8	2.5	0	3.8	0	799.4
2005	23.4	49.7	78.7	120.2	153.2	197.9	37.9	26.9	84.2	1.5	0	6.6	780.2
2006	24	12.2	13	192.8	12.3	72.4	273.2	227.6	19.1	4.1	4.5	7.5	862.7
2007	56.9	235.9	217.3	88.2	7.4	26.1	123.1	40.7	118.6	14	16.1	0	944.3
2008	70.3	31.3	184.5	89.6	220.1	32.9	76.5	139	40.3	0	0	12.3	896.8
2009	108.9	43.3	166.7	162.6	110.8	88	108.7	87.1	69.9	31	0	26.3	1003.3
2010	20.6	134.7	151.1	63	112.5	187.3	74.4	118.1	160.2	33.6	2	0	1057.5
2011	0	89.2	79.3	125.6	85.5	259.8	85.1	191.6	37.5	0.6	0	14	968.2
Moyenne	40.503	64.71	106.48	135.995	120.313	116.235	95.355	92.135	61.527	10.823	4.575	8.373	853.959

Annexe (4) : Précipitations mesurées et comblés à la Station Draa Ben Khedda

	septembre	octobre	novembre	décembre	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	août	annuel
1971	110.2	56	123.2	82.6	138.5	72	90.3	118.2	123.1	33.1	1.9	18.6	967.7
1972	66.1	62.4	44.6	295.7	185.8	319.3	114.9	23.5	0.5	8	0.5	0	1121.3
1973	45.7	57	18.7	188.2	36.3	226.5	298	176.5	3.9	8.5	2.2	0	1061.5
1974	11.4	96.9	67.6	25.6	53.4	133.9	144	65	90	29.8	0	0	717.6
1975	30.4	20.2	314.5	64.5	69.9	210.6	64	74.5	96.1	8.2	37.8	0	990.7
1976	7.5	103.9	103.7	138.3	101.3	39.3	12	76.2	25.7	4.6	1.3	7.5	621.3
1977	1.5	17.9	94.4	13.9	114.6	36.3	97.3	128.6	89.4	0.3	0	0.4	594.6
1978	3.8	70.7	77.6	39.1	47.9	161.5	98	59.9	11.4	6.3	7	2.1	585.3
1979	94.5	80.3	150.1	37.3	137.2	32.3	143	121.7	21	0	0	2.5	819.9
1980	2	52.7	82.3	267.2	35.6	65.7	97.3	73.5	31.2	0	0	44.3	751.8
1981	2.3	52.2	25.3	116	224.9	152.2	29.5	20	43	7.6	0	2.6	675.6
1982	135	96	201.2	181.5	2	62.9	44.9	12.4	11.5	0	0	32.7	780.1
1983	0.5	38.4	77.6	56	123.5	138.1	78	31.7	29.1	0	0	0	572.9
1984	48.5	108.8	26.7	180.6	118.5	33.5	241.4	11.3	70.4	0	3	0	842.7
1985	37.2	76	70.5	63.5	81.4	110.3	112.2	49.7	2	18.6	4.6	3.1	629.1
1986	11.8	41	26.8	224.7	183.5	213.2	68.1	3.2	17.9	5.5	5.2	3.6	804.5
1987	31	49.8	113.6	47	46.8	56.1	72.9	60.1	10.1	29.3	25	0	541.7
1988	54.4	8.6	74.4	261.8	46.7	37.9	15.7	107.6	2.6	13.8	5.2	9.2	637.9
1989	21.7	20	74.2	33.7	65.7	0	33.3	55.3	68.7	21.8	26.8	0	421.2
1990	6.2	55	43.3	167.6	103.9	130.5	67.3	38.8	20	2.7	0	1.5	636.8
1991	4.8	131.7	36.7	13.7	143.8	51.4	86.5	138.4	52.1	22.7	2.9	0	684.7
1992	2.8	58	111.3	160	37.9	34.4	20.2	103.6	47.6	0	0.2	5.8	581.8
1993	57.3	35.6	63.2	93.3	99.5	70.2	3.8	46.9	7.3	0.6	0	20.1	497.8
1994	77.3	77.2	29.4	121.1	251.2	56.2	98.2	33.4	1.2	16.5	0.2	25.4	787.3
1995	10.5	27.1	36.6	63.2	174.1	200.7	62.4	140	46.3	19.2	6.4	9.9	796.4
1996	34.4	97	54.4	51.4	38.1	14.2	26	79.9	21.7	4.6	0	10.7	432.4
1997	45.6	79.7	215.8	127.8	43.3	129.5	64.1	103.7	243.8	0.3	0	3.6	1057.2
1998	22.7	76.5	113.1	88.5	116.6	102.8	75.1	16.7	24	0.1	0	1.5	637.6
1999	22.7	21.2	141.1	235.5	18.3	7.1	5.4	29.5	32.3	7	0.6	0	520.7
2000	5.9	71.7	83.5	56.6	252.4	74.8	2.5	31.7	30	0	0	1.7	610.8
2001	16.3	1.6	25.1	57.7	76.9	26.8	42	54	35.3	1.2	0	19.2	356.1
2002	13	33.4	192.3	259.7	271.7	90.2	55.4	120.8	32.4	0	0	0	1068.9
2003	18.7	46.5	72.3	181	115.3	48.9	96.9	74	134.7	6.7	1.3	7.3	803.6
2004	35.1	30.8	86.9	167	140.1	115.8	23.6	54.8	1.8	0	0.6	0.5	657
2005	16.8	52.9	71.1	94.3	121	168.8	31.1	20	61.6	2.7	1.5	2.7	644.5
2006	36.8	27	6.3	166.8	13	55.6	283.3	195.2	21.2	4.8	2.6	0.5	813.1
2007	60.4	216.4	218.9	63.6	7.4	26.1	85.3	25.5	83.5	7.3	5.6	0	800
2008	25.5	46.9	224.2	135.5	235.1	32.6	85.1	131.3	45.6	0	0	5.1	966.9
2009	172.4	41.5	128.2	155.7	64.4	54.1	86.9	86.6	58.5	23.3	0	14.2	885.8
2010	25.7	121.4	156.9	84	81.9	145.8	70.6	84.2	159.1	41.2	0	0	970.8
2011	7.9	38.2	157.6	103.5	77	355.1	91.8	156	35.9	1.5	3.8	11	1039.3
Moyenne	34.983	60.88	98.42	121.09	104.79	99.834	80.934	74.222	47.86	8.745	3.525	6.682	734.341

Annexe (5) : Précipitations mesurées et comblées à la station Tagma pépinière

	septembre	octobre	novembre	décembre	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	août	annuel
1971	150.2	106.4	196.7	141.4	372.4	164.2	150.8	129.3	137.7	0	0	0	1549.1
1972	162.4	95.6	40.9	461	361	429.9	160.7	44.9	0	32.6	6.8	15.3	1811.1
1973	91	64	78.6	235.4	59.3	359.4	437	276.8	2.3	35.6	11.9	0	1651.3
1974	30.4	191.9	75.8	45.9	77.1	183.4	266	46.4	101.8	24.8	0	34.8	1078.3
1975	50.1	25	331	102.2	95.2	312.5	203.4	113.4	129	20.8	83.4	2.2	1468.2
1976	31	183.8	201.9	224.7	138.1	56.2	56.3	132.3	45.6	5	0.9	3.9	1079.7
1977	7.2	31.3	163	27.6	176.4	71.3	187.2	275.1	119.6	5.4	0	0	1064.1
1978	17.8	146.7	111.2	80.3	108.6	222.3	140	142.4	56.6	8.1	22.5	30.2	1086.7
1979	65.5	86.3	193.2	75.3	144.6	87.3	201.2	178	45.2	0	1.6	2.9	1081.1
1980	3.6	90.5	138.3	395.9	97.6	137.7	127.2	94.5	49	24.1	0	36.7	1195.1
1981	13.9	82.3	39.1	201	332.5	194.6	82.2	38	125.9	1.6	0	15.8	1126.9
1982	68.2	209.6	265.5	277.5	12.2	84.8	91.1	54.2	7.7	0	0	24	1094.8
1983	6.8	70.7	99.5	106.3	237.4	302.1	109.1	82.7	175.8	13	21.6	4.2	1229.2
1984	29.6	224.7	32.6	373.3	141.4	121.4	400.9	51.9	139.8	0	6.7	7.6	1529.9
1985	118.7	72.8	162.2	126.9	142.2	189.4	300.3	90.9	16.9	34	10.9	17.3	1282.5
1986	48.8	127.2	167.1	308	197.3	310.6	130.4	36.9	40.1	6.2	2.1	8.8	1383.5
1987	44.8	52.3	177.5	69.2	115.1	107	110.4	101.8	61.4	36.3	0	18.7	894.5
1988	74.6	1.1	120.6	458.2	120.6	90.4	68.1	223.9	23.2	23.1	0	13.3	1217.1
1989	48.2	45.3	96.3	34.1	122.8	0	92.2	111.9	163.4	17	30.5	0	761.7
1990	2.9	48.9	110.8	350.6	142	197.1	173.5	104.9	87.2	5.7	2.8	9.5	1235.9
1991	30	189.8	74.7	25.2	170.7	60	136.1	216.2	58	31	5.2	0	996.9
1992	24.2	95.6	151.5	251.3	113	98.7	47.3	136.3	84.1	2.3	0	1.3	1005.6
1993	77.2	91.6	104.2	138.9	147.7	142.5	4.7	102.3	23.2	2.3	0	0	834.6
1994	143.1	107.2	34.8	141.1	264.7	56.5	241.7	31.9	0	18.2	1.3	22	1062.5
1995	16.6	56.8	53.5	115.3	189.2	551.2	133.7	251.8	86.2	53	9.9	1.5	1518.7
1996	60	121.5	109.2	117.4	97	16.6	31.3	90.9	29	4.5	1.2	13.4	692
1997	59.1	169.4	322.7	204.4	71.6	134.4	155.8	256	435	2.3	0	14.1	1824.8
1998	51	134.8	338	183.5	208	125.7	174.4	47.1	59.8	11.2	0	1.9	1335.4
1999	39.5	33.7	288.9	431.3	27.6	10.8	17.3	87.8	59.8	14.4	0	1.9	1013
2000	44.8	74.4	83.2	215	392.9	123.8	18.5	111.4	57.3	0	0	16.7	1138
2001	50.9	0	89.8	111.3	118.7	94.2	74.3	90.2	57.3	5	35	49.3	776
2002	28.7	57	351.8	347.8	461.4	94.1	56.4	338.4	68	1.3	6.7	4.7	1816.3
2003	63.9	135.8	96.9	280	184	82.1	44.4	158.4	206.5	14.4	0	6.1	1272.5
2004	37.5	39.3	205.8	262.5	152.7	134.2	63.7	72	8.9	0	0	3	979.6
2005	95.3	61.4	148.2	191.5	185	274.6	62.2	37.4	100.8	2.3	0	1.8	1160.5
2006	64.3	5.5	8.8	218.5	27.6	96.6	426	299.5	42.8	7.4	17.4	13	1227.4
2007	47.7	359.1	215.4	173.4	15.7	28.9	188.6	82.2	102.3	21.1	9.6	1.5	1245.5
2008	81.3	61.3	255.4	185	410.2	163.6	109.4	171.2	59.1	3.2	0	14.5	1514.2
2009	104.9	53	199	212.8	198	88.4	124.9	100	100.2	67.7	0	15.8	1264.7
2010	60.1	181.3	203.5	118.4	142.8	219	126.1	198.9	184	29.5	2.4	0	1466
2011	0	102.6	224.2	137.3	103.4	237.9	128.8	198.7	0	0	0	29.6	1162.5
Moyenne	34.983	60.68	98.42	121.09	104.79	99.634	80.934	74.222	47.86	8.745	3.525	6.682	734.341

Annexe (6) : Précipitations mesurées et comblées à la station Tigzirt n Boubhir

	septembre	octobre	novembre	décembre	janvier	fevrier	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	annuel
1971	125.7	79.7	166.9	98.8	351.9	165.2	106.6	136.4	110.5	30.1	0	15	1386.8
1972	56.2	70	19.8	233.3	206.9	273.5	110.2	37.8	0	36.3	0	4.3	1048.3
1973	116.2	41.7	17	155.9	28.6	283.6	295.3	151.5	2.4	4.6	2.4	0.3	1099.5
1974	17.7	79.2	34	22.8	36.1	119	162.8	36.6	67.1	24.2	0	15.9	615.4
1975	22.1	13	270.1	83.7	29.5	214.1	108.4	89.2	112.6	32.3	35.5	2.7	1013.2
1976	22.3	112.7	111	161.9	82.7	43.1	24.4	115.8	32.2	5.1	2.9	7.3	721.4
1977	4.3	22.4	103.7	30	139.6	65.9	154.4	144.9	82.4	0	0	0	747.6
1978	6.7	99.6	109.1	43.9	79.4	147.2	105.4	92.5	30.6	5.7	5.4	23.8	749.3
1979	66	72.7	150.3	59.3	99.1	60.7	120.8	132.1	37	0	0	5.3	803.3
1980	6.8	75.7	127.4	308.6	69.2	85.1	85.8	93.4	35.8	10.3	0	32.6	930.7
1981	10.7	61.9	24.3	184.6	272.1	174.7	76	41.9	87	2.6	1.3	9.2	946.3
1982	76.8	186.8	247.6	268.3	6.8	112.6	73.3	51.7	12.7	3.3	9.6	13.4	1042.9
1983	5	49.5	107.9	81.1	181.2	225.2	82.2	64	90.6	13.2	6.3	3.1	909.3
1984	66.1	155.8	38.1	264.9	129.4	70.6	301.6	33.1	92.1	0	4.1	0	1155.8
1985	60	34.8	103.1	77.2	110.5	125.3	258	62.8	13.3	34.5	7.3	11	897.8
1986	47.1	80.8	106.8	284.2	193.8	273.2	101	51.7	31	12	6.9	20.1	1208.6
1987	48.3	45.7	129.1	47.1	68.7	113.4	124.8	111.7	57.3	38.6	1.4	0	786.1
1988	69.1	4.4	89.6	312.2	90.8	64.6	73.8	173.9	5.4	23.2	4.7	15.5	927.2
1989	38.8	40.5	86.8	43.7	113.1	0	55.3	88.2	136.8	26	0.9	0	630.1
1990	6.3	51.9	89.7	273.2	96.9	155.2	78.9	63.2	82.4	0.6	9.6	5.3	913.2
1991	34.7	175.5	60.2	13.2	140.8	40	137.5	199.8	69.8	36.2	0.8	0	908.5
1992	24.5	64.5	116	253.8	66.3	102.3	39.2	140.3	112.9	2.3	0	3	925.1
1993	80	101.5	104	162.7	120.7	96.3	10.3	100.2	5.6	1.3	0	2.7	785.3
1994	120.7	117.1	20.8	169.9	358	52.8	179.6	56.1	2.7	39.8	0	17.7	1135.2
1995	27.3	51.9	55.7	72.3	160.1	407.5	98.5	107.6	101.4	28.5	15.5	7.4	1133.7
1996	77.3	82	89.7	95.5	71.8	26	36.8	121	27.4	14.1	1.2	64.9	707.7
1997	95.8	153.8	229.6	139.1	70.7	112.9	67.7	106.8	240	5.1	0	15.7	1237.2
1998	50.3	81.5	152.8	107.1	140.5	81.3	93.5	25.3	30.4	9.4	0	3	775.1
1999	30.4	18.2	105	224.4	24.2	4.9	14	44.8	46.2	7.8	0	0.1	520
2000	15.4	93	38.6	92	297.7	82.3	44.8	91.1	40.6	0.9	0.3	12.2	808.9
2001	68.3	0.4	50.3	30.4	89.5	68.7	94	77.7	69.7	0.9	36.4	45.8	632.1
2002	27.3	34	256.5	306	315	65.2	25.8	201.2	65.4	47.5	5.8	0.2	1349.9
2003	39.5	139.2	90.9	170.3	143.7	49.7	90	89.8	188.2	6.4	2.1	11.5	1021.3
2004	25.5	37.4	148.4	195.9	190.7	155.7	44.3	160.4	4.1	0.2	0.1	4.5	967.2
2005	87.1	51	120.9	195.8	146.5	241.3	35.5	39.6	106.5	10.5	2	4.1	1040.8
2006	59.2	8	20.7	177.5	14.5	104	384.3	279.1	45.1	3.3	6.9	22.9	1125.5
2007	76.8	347.3	241.1	121.7	13.8			82.8	8	3.3		0.6	
2008	27.4	73.9	194.8	119.6	349.1	46.4	99.3	240.4	42.5	0.5	0	2.8	1196.7
2009	69.2	48		135.9	97.4	46.3	74.4	63.2		13	0	8.5	
2010	4.5	48.4	35.9	26.3									
2011	46.756	77.244	107.212	145.76	133.525	117.785	108.31	100.011	63.126	13.515	4.405	10.31	939.866
Moyenne	34.983	60.88	98.42	121.09	104.79	99.834	80.934	74.222	47.86	8.745	3.525	6.682	734.341

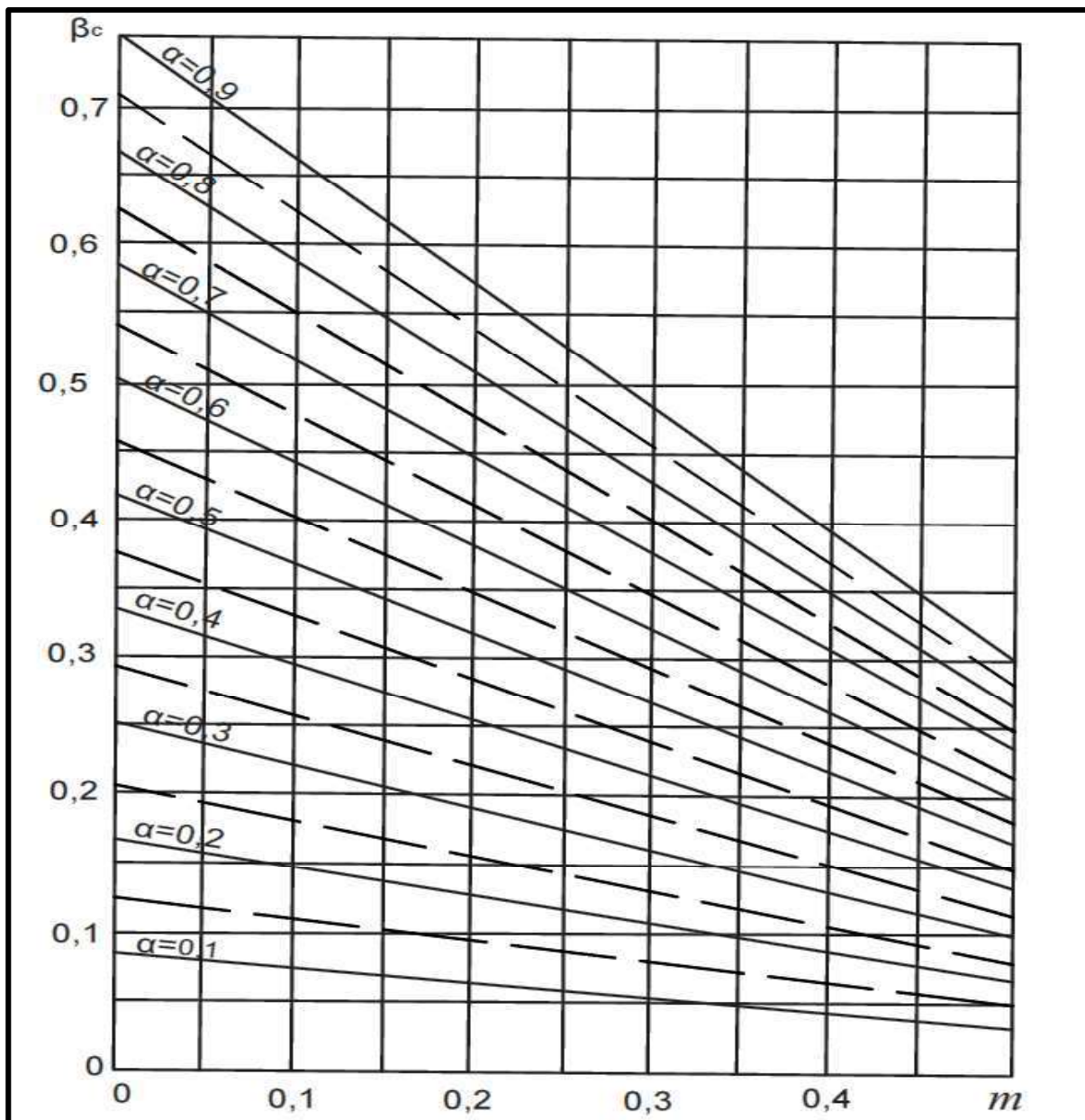
Annexe (7) : Table n° 2 — Fractiles de la loi normale centrée réduite

<i>P</i>	0,000	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010	+
0,00	∞	3,0902	2,8782	2,7478	2,6521	2,5758	2,5121	2,4573	2,4089	2,3656	2,3263	0,99
0,01	2,3263	2,2904	2,2571	2,2262	2,1973	2,1701	2,1444	2,1201	2,0969	2,0749	2,0537	0,98
0,02	2,0537	2,0335	2,0141	1,9954	1,9774	1,9600	1,9431	1,9268	1,9110	1,8957	1,8808	0,97
0,03	1,8808	1,8663	1,8522	1,8384	1,8250	1,8119	1,7991	1,7866	1,7744	1,7624	1,7507	0,96
0,04	1,7507	1,7392	1,7279	1,7169	1,7060	1,6954	1,6849	1,6747	1,6646	1,6546	1,6449	0,95
0,05	1,6449	1,6352	1,6258	1,6164	1,6072	1,5982	1,5893	1,5805	1,5718	1,5632	1,5548	0,94
0,06	1,5548	1,5464	1,5382	1,5301	1,5220	1,5141	1,5063	1,4985	1,4909	1,4833	1,4758	0,93
0,07	1,4758	1,4684	1,4611	1,4538	1,4466	1,4395	1,4325	1,4255	1,4187	1,4118	1,4051	0,92
0,08	1,4051	1,3984	1,3917	1,3852	1,3787	1,3722	1,3658	1,3595	1,3532	1,3469	1,3408	0,91
0,09	1,3408	1,3346	1,3285	1,3225	1,3165	1,3106	1,3047	1,2988	1,2930	1,2873	1,2816	0,9
0,10	1,2816	1,2759	1,2702	1,2646	1,2591	1,2536	1,2481	1,2426	1,2372	1,2319	1,2265	0,89
0,11	1,2265	1,2212	1,2160	1,2107	1,2055	1,2004	1,1952	1,1901	1,1850	1,1800	1,1750	0,88
0,12	1,1750	1,1700	1,1650	1,1601	1,1552	1,1503	1,1455	1,1407	1,1359	1,1311	1,1264	0,87
0,13	1,1264	1,1217	1,1170	1,1123	1,1077	1,1031	1,0985	1,0939	1,0893	1,0848	1,0803	0,86
0,14	1,0803	1,0758	1,0714	1,0669	1,0625	1,0581	1,0537	1,0494	1,0450	1,0407	1,0364	0,85
0,15	1,0364	1,0322	1,0279	1,0237	1,0194	1,0152	1,0110	1,0069	1,0027	0,9986	0,9945	0,84
0,16	0,9945	0,9904	0,9863	0,9822	0,9782	0,9741	0,9701	0,9661	0,9621	0,9581	0,9542	0,83
0,17	0,9542	0,9502	0,9463	0,9424	0,9385	0,9346	0,9307	0,9269	0,9230	0,9192	0,9154	0,82
0,18	0,9154	0,9116	0,9078	0,9040	0,9002	0,8965	0,8927	0,8890	0,8853	0,8816	0,8779	0,81
0,19	0,8779	0,8742	0,8705	0,8669	0,8633	0,8596	0,8560	0,8524	0,8488	0,8452	0,8416	0,8
0,20	0,8416	0,8381	0,8345	0,8310	0,8274	0,8239	0,8204	0,8169	0,8134	0,8099	0,8064	0,79
0,21	0,8064	0,8030	0,7995	0,7961	0,7926	0,7892	0,7858	0,7824	0,7790	0,7756	0,7722	0,78
0,22	0,7722	0,7688	0,7655	0,7621	0,7588	0,7554	0,7521	0,7488	0,7454	0,7421	0,7388	0,77
0,23	0,7388	0,7356	0,7323	0,7290	0,7257	0,7225	0,7192	0,7160	0,7128	0,7095	0,7063	0,76
0,24	0,7063	0,7031	0,6999	0,6967	0,6935	0,6903	0,6871	0,6840	0,6808	0,6776	0,6745	0,75
0,25	0,6745	0,6713	0,6682	0,6651	0,6620	0,6588	0,6557	0,6526	0,6495	0,6464	0,6433	0,74
0,26	0,6433	0,6403	0,6372	0,6341	0,6311	0,6280	0,6250	0,6219	0,6189	0,6158	0,6128	0,73
0,27	0,6128	0,6098	0,6068	0,6038	0,6008	0,5978	0,5948	0,5918	0,5888	0,5858	0,5828	0,72
0,28	0,5828	0,5799	0,5769	0,5740	0,5710	0,5681	0,5651	0,5622	0,5592	0,5563	0,5534	0,71
0,29	0,5534	0,5505	0,5476	0,5446	0,5417	0,5388	0,5359	0,5330	0,5302	0,5273	0,5244	0,7
0,30	0,5244	0,5215	0,5187	0,5158	0,5129	0,5101	0,5072	0,5044	0,5015	0,4987	0,4959	0,69
0,31	0,4959	0,4930	0,4902	0,4874	0,4845	0,4817	0,4789	0,4761	0,4733	0,4705	0,4677	0,68
0,32	0,4677	0,4649	0,4621	0,4593	0,4565	0,4538	0,4510	0,4482	0,4454	0,4427	0,4399	0,67
0,33	0,4399	0,4372	0,4344	0,4316	0,4289	0,4261	0,4234	0,4207	0,4179	0,4152	0,4125	0,66
0,34	0,4125	0,4097	0,4070	0,4043	0,4016	0,3989	0,3961	0,3934	0,3907	0,3880	0,3853	0,65
0,35	0,3853	0,3826	0,3799	0,3772	0,3745	0,3719	0,3692	0,3665	0,3638	0,3611	0,3585	0,64
0,36	0,3585	0,3558	0,3531	0,3505	0,3478	0,3451	0,3425	0,3398	0,3372	0,3345	0,3319	0,63
0,37	0,3319	0,3292	0,3266	0,3239	0,3213	0,3186	0,3160	0,3134	0,3107	0,3081	0,3055	0,62
0,38	0,3055	0,3029	0,3002	0,2976	0,2950	0,2924	0,2898	0,2871	0,2845	0,2819	0,2793	0,61
0,39	0,2793	0,2767	0,2741	0,2715	0,2689	0,2663	0,2637	0,2611	0,2585	0,2559	0,2533	0,6
0,40	0,2533	0,2508	0,2482	0,2456	0,2430	0,2404	0,2378	0,2353	0,2327	0,2301	0,2275	0,59
0,41	0,2275	0,2250	0,2224	0,2198	0,2173	0,2147	0,2121	0,2096	0,2070	0,2045	0,2019	0,58
0,42	0,2019	0,1993	0,1968	0,1942	0,1917	0,1891	0,1866	0,1840	0,1815	0,1789	0,1764	0,57
0,43	0,1764	0,1738	0,1713	0,1687	0,1662	0,1637	0,1611	0,1586	0,1560	0,1535	0,1510	0,56
0,44	0,1510	0,1484	0,1459	0,1434	0,1408	0,1383	0,1358	0,1332	0,1307	0,1282	0,1257	0,55
0,45	0,1257	0,1231	0,1206	0,1181	0,1156	0,1130	0,1105	0,1080	0,1055	0,1030	0,1004	0,54
0,46	0,1004	0,0979	0,0954	0,0929	0,0904	0,0878	0,0853	0,0828	0,0803	0,0778	0,0753	0,53
0,47	0,0753	0,0728	0,0702	0,0677	0,0652	0,0627	0,0602	0,0577	0,0552	0,0527	0,0502	0,52
0,48	0,0502	0,0476	0,0451	0,0426	0,0401	0,0376	0,0351	0,0326	0,0301	0,0276	0,0251	0,51
0,49	0,0251	0,0226	0,0201	0,0175	0,0150	0,0125	0,0100	0,0075	0,0050	0,0025	0,0000	0,5
—	0,01	0,009	0,008	0,007	0,006	0,005	0,004	0,003	0,002	0,001	0	<i>P</i>

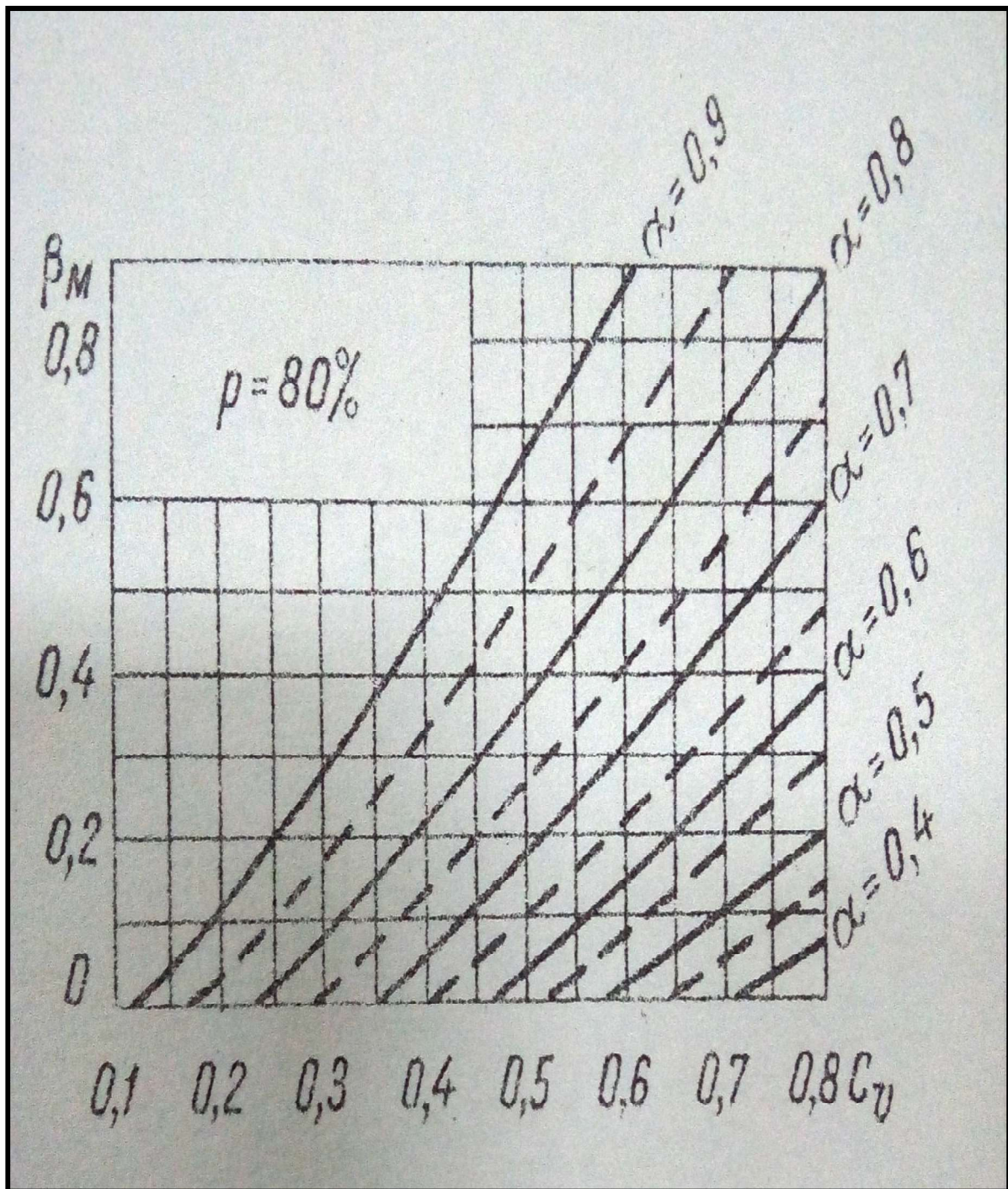
Annexe (9) : Table du Khi-deux²

V	a										
	0.995	0.990	0.975	0.950	0.900	0.500	0.100	0.050	0.025	0.010	0.005
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.45	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88
2	0.01	0.02	0.05	0.10	0.21	1.39	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60
3	0.07	0.11	0.22	0.35	0.58	2.37	6.25	7.81	9.35	11.34	12.84
4	0.21	0.30	0.48	0.71	1.06	3.36	7.78	9.94	11.14	13.28	14.86
5	0.41	0.55	0.83	1.15	1.61	4.35	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75
6	0.68	0.87	1.24	1.64	2.20	5.35	10.65	12.59	14.45	16.81	18.55
7	0.99	1.24	1.69	2.17	2.83	6.35	12.02	14.07	16.01	18.48	20.28
8	1.34	1.65	2.18	2.73	3.49	7.34	13.36	15.51	17.53	20.09	21.96
9	1.73	2.09	2.70	3.33	4.17	8.34	14.68	16.92	19.02	21.67	23.59
10	2.16	2.56	3.25	3.94	4.87	9.34	15.99	18.31	20.48	23.21	25.19
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	10.34	17.28	19.68	21.92	24.72	26.76
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	11.34	18.55	21.03	23.34	26.22	28.30
13	3.57	4.11	5.01	5.89	7.04	12.34	19.81	22.36	24.74	27.69	29.82
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	13.34	21.06	23.68	26.12	29.14	31.32
15	4.60	5.23	6.27	7.26	8.55	14.34	22.31	25.00	27.49	30.58	32.80
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	15.34	23.54	26.30	28.85	32.00	34.27
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	16.34	24.77	27.59	30.19	33.41	35.72
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.87	17.34	25.99	28.87	31.53	34.81	37.16
19	6.84	7.63	8.81	10.12	11.65	18.34	27.20	30.14	32.85	36.19	38.58
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	19.34	28.41	31.41	34.17	37.57	40.00
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	20.34	29.62	32.67	35.48	38.93	41.40
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	21.34	30.81	33.92	36.78	40.29	42.80
23	9.26	10.20	11.69	13.09	14.85	22.34	32.01	35.17	38.08	41.64	44.18
24	9.89	10.86	12.40	13.85	15.66	23.34	33.20	36.42	39.36	42.98	45.56
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	24.34	34.28	37.65	40.65	44.31	46.93
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	25.34	35.56	38.89	41.92	45.64	48.29
27	11.81	12.88	14.57	16.15	18.11	26.34	36.74	40.11	43.19	46.96	49.65
28	12.46	13.57	15.31	16.93	18.94	27.34	37.92	41.34	44.46	48.28	50.99
29	13.12	14.26	16.05	17.71	19.77	28.34	39.09	42.56	45.72	49.59	52.34
30	13.79	14.95	16.79	18.49	20.60	29.34	40.26	43.77	46.98	50.89	53.67
40	20.71	22.16	24.43	26.51	29.05	39.34	51.81	55.76	59.34	63.69	66.77
50	27.99	29.71	32.36	34.76	37.69	49.33	63.17	67.50	71.42	76.15	79.49
60	35.53	37.48	40.48	43.19	46.46	59.33	74.40	79.08	83.30	88.38	91.95
70	43.28	45.44	48.76	51.74	55.33	69.33	85.53	90.53	95.02	100.42	104.22
80	51.17	53.54	57.15	60.39	64.28	79.33	96.58	101.88	106.63	112.33	116.32
90	59.20	61.75	65.65	69.13	73.29	89.33	107.57	113.14	118.14	124.12	128.30
100	67.33	70.06	74.22	77.93	82.36	99.33	118.50	124.34	129.56	135.81	140.17

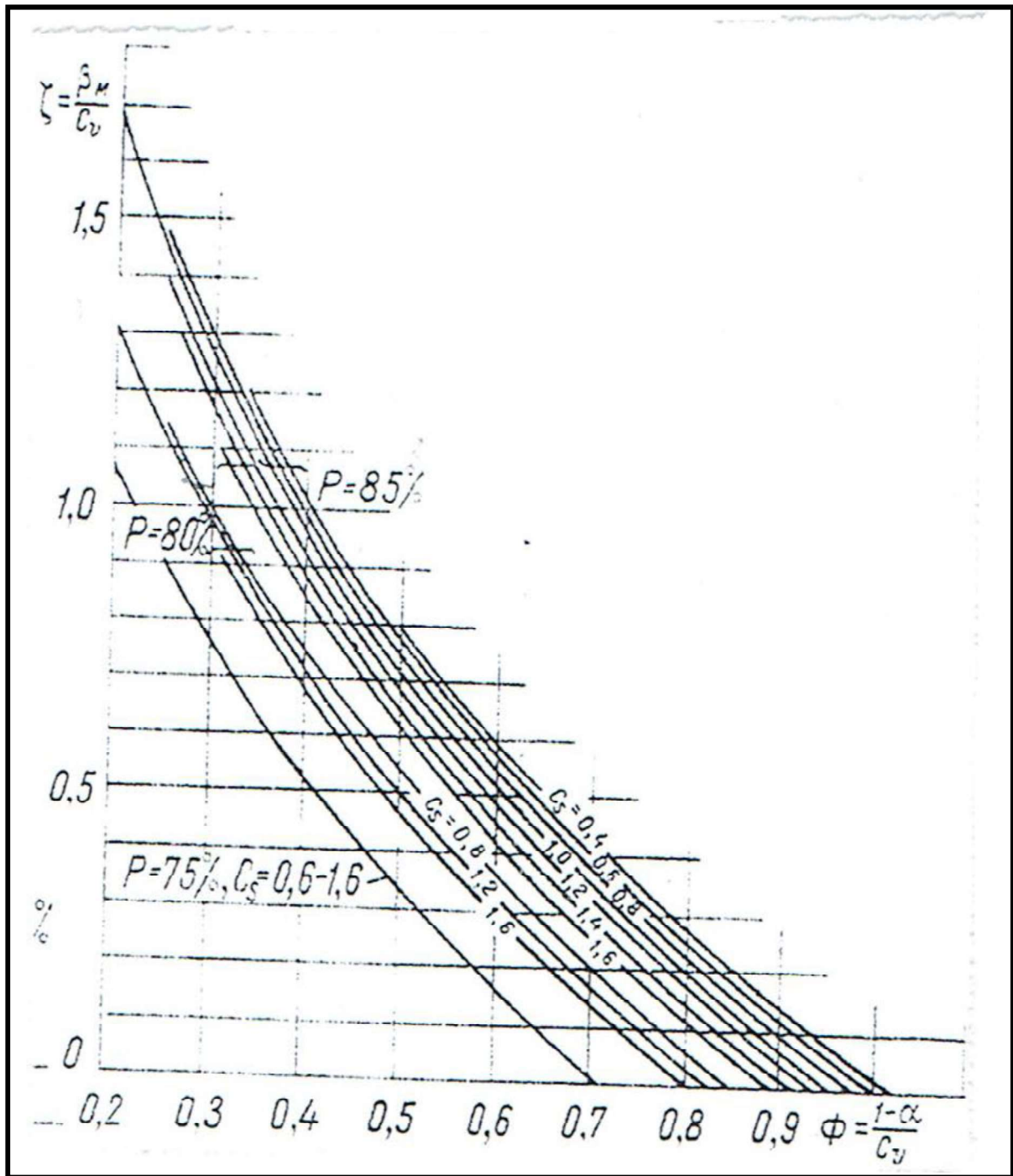
Annexe (10): Abaque de Kritsky-Menkel pour la détermination de volume saisonnier du barrage pour une régularisation complète annuelle et interannuelle.



Annexe (11) : Abaque de Plechkov.Ia.F pour la détermination de la composante interannuelle du barrage pour : $C_s = 2.C_v$; $r = 0$ et $P = 80\%$.



Annexe (12): Abaque de Miloslavsky, pour la détermination de la composante interannuelle du volume de barrage pour : $C_s=2.C_v$; $r=0$ et $P=80\%$.



Annexe (13) : Tableau des fréquences de l'écoulement

Ei (mm)	Pi (mm)	ordre	fréquence cumulé	fréquence en %
573,88	1363	1	0,01	1,22
552,44	1289	2	0,04	3,66
496,33	1188	3	0,06	6,10
489,69	1174	4	0,09	8,54
442,24	1118	5	0,11	10,98
427,62	1068	6	0,13	13,41
425,39	1082	7	0,16	15,85
422,85	1057	8	0,18	18,29
420,23	1063	9	0,21	20,73
404,81	1035	10	0,23	23,17
399,24	1026	11	0,26	25,61
393,23	1010	12	0,28	28,05
380,05	985	13	0,30	30,49
374,94	981	14	0,33	32,93
362,34	960	15	0,35	35,37
357,19	947	16	0,38	37,80
354,04	941	17	0,40	40,24
345,11	923	18	0,43	42,68
322,47	882	19	0,45	45,12
313,13	864	20	0,48	47,56
310,50	859	21	0,50	50,00
308,66	856	22	0,52	52,44
301,49	839	23	0,55	54,88
295,87	829	24	0,57	57,32
288,82	816	25	0,60	59,76
284,04	808	26	0,62	62,20
281,06	799	27	0,65	64,63
269,12	772	28	0,67	67,07
268,53	780	29	0,70	69,51
262,14	763	30	0,72	71,95
257,99	753	31	0,74	74,39
255,95	754	32	0,77	76,83
238,18	712	33	0,79	79,27
233,77	707	34	0,82	81,71
232,64	712	35	0,84	84,15
223,79	680	36	0,87	86,59
205,60	642	37	0,89	89,02
192,23	612	38	0,91	91,46
157,97	537	39	0,94	93,90
150,83	526	40	0,96	96,34
140,91	496	41	0,99	98,78

Référence
bibliographique

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AIT OUSLIMANE Ferhat et MEZAOUI Fouad, 2017. Dimensionnement hydrologique du Barrage de Bounachi (W. Tizi-Ouzou). Mémoire de fin d'étude MASTER en hydraulique. Université Abderrahmane MIRA de Bejaia.
- LATRECHE Nasreddine et LASTI Rachid, 2016. ETUDE DE FAISABILITE DE BARRAGE DE CHARTIOUA (W. BOURDJ BOU-ARRIRIGE). Mémoire de fin d'étude MASTER en hydraulique. Université Abderrahmane MIRA de Bejaia.
- MESKINE AHMED 2009, ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE D'UN EVACUATEUR DE CRUES DU BARRAGE DE BOUNACHI SUR OUED RABTA (W. TIZI OUZOU). Mémoire de fin d'étude d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). B l i d a .
- ENERGOPROJEKT HIDROINZERNJERING, 2017. ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DU BARRAGE BOUNACHI (WILAYA DE TIZI OUZO). Un bureau d'étude Belgrade pour l'agence nationale des barrages et transferts (ANBT). Alger.
- ENERGOPROJEKT HIDROINZERNJERING, Septembre 2005. Barrage de BOUNACHI Wilaya de TIZI OUZOU VOLUME 2 ETUDE HYDROLOGIQUE. Un bureau d'étude Belgrade pour l'agence national des barrages et transferts (ANBT). Alger.
- ENERGOPROJEKT HIDROINZERNJERING, Mars 2006. Barrage de BOUNACHI Wilaya TIZI OUZOU Volume 3/1 : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE. Un bureau d'étude Belgrade pour l'agence national des barrages et transferts (ANBT). Alger.
- ENERGOPROJEKT HIDROINZERNJERING, Novembre 2005. Barrage de BOU NACHI Wilaya de TIZI-OUZOU MISSION N°4 ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES VARIANTES. Un bureau d'étude Belgrade pour l'agence national des barrages et transferts (ANBT). Alger.
- P. DUBREUIL, Initiation à l'analyse hydrologique, 1974
- Science For a changing world : <https://earthexplorer.usgs.gov/> Model numérique de terrain (MNT)

Résumé :

L'Algérie est actuellement confrontée à une demande en eau toujours croissante en raison de l'évolution démographique du pays. L'alimentation en eau potable (AEP) et l'irrigation sont les principaux besoins à satisfaire.

La construction des barrages hydrauliques est la principale solution pour une bonne gestion de l'eau, elle agit comme un régulateur de débit tout au long de l'année hydrologique pour combler les déficits lors des périodes d'étiage.

Dans ce travail, nous réalisons une étude de dimensionnement hydrologique du barrage de BUNACHI situé sur l'oued de Rabat, localité de Mekla, Wilaya de Tizi Ouzou, ce dimensionnement consiste à déterminer les caractéristiques morphologiques et physiques du bassin versant et à réaliser une étude hydrologique. pour déterminer le débit de la crue, puis une étude de régularisation et de laminage de la crue pour déterminer les différents volumes et niveaux du barrage et déduire sa hauteur totale.

Summary :

Algeria is currently facing an ever increasing demand for water due to the demographic evolution of the country. Drinking water supply (DWS) and irrigation are the main needs to be met.

The construction of hydraulic dams is the main solution for good water management, it acts as a flow regulator throughout the hydrological year to fill the deficits during low water periods.

In this work, we make a hydrological sizing study of the BUNACHI dam located on the wadi of Rabat, locality of Mekla, Wilaya of Tizi Ouzou, this sizing consists in determining the morphological and physical characteristics of the watershed and carrying out a hydrological study. to determine the flow of the flood, then a study of regularization and rolling of the flood to determine the different volumes and levels of the dam and deduce its total height.

Agzul :

Thamurt n lzarar thettqaval atas n uguren id ikkan si lexsas n waman, ayagi ikkad seg unarni imezday di tmurth, asiwedh n waman zedigen d waman n tfelaht dihrichen imenza iglaqen akken adesqenean imezday.

Lebni n ugugen n waman d tifat n l3ali I wsexdem n waman, s useq3ed n warrag i lmend u sseggas, ixeddem unz di tawala n lexsas n waman.

Deg Şenfar agi nay, nexdem asebrez bekththal n ugug n Bunachi d Wenyal bamanis, idyezgan yef asif n Rabta di thama n Meqla3, Tizi wuzu.

Mots clés : AEP, Irrigation, barrage hydraulique, régulateur, écoulement, année hydrologique, déficits, bassin versant, crue, régularisation, laminage.

Keywords : DWS, Irrigation, hydraulic dam, regulator, flow, hydrological year, deficits, watershed, flood, regulation, rolling.

Awalen n tsura : tafelaht, asiwedh baman zedigen, agug n waman, asseggas n waman, lexsas n waman, aneyal n waman, akhththal n ugug.