

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra

جامعة محمد خيضر بسكرة

Faculté des Sciences et de la Technologie



كلية العلوم و التكنولوجيا

Département de Génie civil et d'Hydraulique

قسم الهندسة المدنية و الري

Référence :/2020

المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Hydraulique

Spécialité : Ouvrages hydraulique

Thème

**Étude de faisabilité de la retenue
collinaire à Beni Souik Commune
Djemmorah**

Nom et Prénom de l'étudiant :
LARIBI Khalil

Encadreur : LOUGHRAICHI Yazid

Remerciement

Au nom de dieu clément miséricordieux omnipotent omniscient

Je remercie ALLAH qui m'a donné le courage, la volonté et la patience durant mes années d'études et surtout pendant la réalisation de ce modeste travail

Je voudrais dans un premier temps remercier, mon directeur de mémoire Mr. LOUGHRACH Yazid pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion

Et je voudrais exprimer ma reconnaissance envers les amis et collègues qui m'ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de ma démarche



Dédicace

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mes chères sœurs, pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

A mes chers frères, pour leur appui et leur encouragement,

A toute ma famille, pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible,

Merci d'être toujours là pour moi



ملخص :

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد الفاتح (ولاية بسكرة) لإنشاء سد من اجل سقي ما يقارب 32 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة .

بعد دراسة جيولوجية وهيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 14 متر وسعة تقدر ب 1 مليون متر مكعب على امتداد يقارب 126 متر وكذا تحققنا من ثباته وفيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح وتنظيم جميع مراحل الإنجاز.

Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur oued Lfatah (Wilaya de Biskra) pour l'implantation d'un petit barrage, destiné à l'irrigation de 32 ha.

Après avoir faire une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionner notre ouvrage ayant une hauteur 25 m, et une capacité de 1 million m³ sur une longueur de 126 m ; ainsi une étude de vérification de stabilité ; et ce qui concerne la réalisation, nous avons fait une organisation de chantier.

Abstract :

In the present work we have done a complete technical study about oued Lfatah (Wilaya of Biskra) for the establishment of a small dam, intended for irrigation of a perimeter of 32 ha.

After having made a geological study, followed by an hydrological one, we have designed our dam, thus a study of stability; and what relates to the realization .

Table des matières

REMERCIEMENTS	
RÉSUMÉ	
TABLE DES MATIÈRES	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES FIGURES	
INTRODUCTION GÉNÉRALE	3
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	3
I.1 INTRODUCTION	4
I.2 HISTORIQUE	4
I.2.1 UTILITE DES BARRAGES	5
I.3 SITUATION GEOGRAPHIQUE	6
I.4 CARACTERISTIQUE GEOLOGIQUE REGIONALE	7
I.4.1 MESOZOÏQUES	7
I.4.2 CENOZOÏQUE	8
I.5 ACCESSIBILITE AU SITE DE LA RETENUE	9
I.6 GEOLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE	10
I.7 CARACTERISTIQUE MORPHOLOGIQUE DE LA ZONE D'ETUDE	11
I.8 SEISMICITE	11
I.9 CONCLUSION	13
CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE	14
II.1 INTRODUCTION	15
II.2 BASSIN VERSANT	15
II.2.1 CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES DU BASSIN VERSANT	16
II.2.2 CARACTERISTIQUES PHYSICO-GEOGRAPHIQUES DU BASSIN VERSANT	16
II.2.3 CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DU BASSIN VERSANT	17
II.3 ETUDE DES PLUIES DE COURTES DUREES	34

II.4	ÉTUDE DES APPORTS	36
II.4.1	APPORTS MOYENS ANNUELS	36
II.4.2	CALCUL DES APPORTS FREQUENTIELS	38
II.5	CARACTERISTIQUES DE L'ÉCOULEMENT	38
II.5.1	MODULE DE L'ÉCOULEMENT [7]	38
II.5.2	MODULE DE L'ÉCOULEMENT RELATIF [7]	39
II.5.3	LAME D'EAU ÉCOULÉE [7]	39
II.6	APPORTS SOLIDES ET L'ESTIMATION DU VOLUME MORT	40
II.7	ÉTUDE DES CRUES	41
II.7.1	HYDROGRAMMES ET VOLUME DE CRUE	41
II.7.2	ESTIMATION DE LA CRUE DE PROJET	43
II.8	REGULARISATION DES DÉBITS	45
II.8.1	COURBES HAUTEUR / SURFACE / CAPACITÉ	45
II.8.2	DETERMINATION DE LA GARANTIE DE LA RESTITUTION	47
II.8.3	DETERMINATION LA SURFACE IRRIGUÉE	47
II.8.4	DETERMINATION DES BESOINS	48
II.8.5	REGULARISATION SAISONNIÈRE (EN TENANT COMPTE DES PERTES)	48
II.8.6	DETERMINATION DU VOLUME UTILE ET COTE NNR	49
II.9	LAMINAGE DES CRUES	50
II.9.1	PARAMÈTRES UTILISÉS DANS LE CALCUL DE LAMINAGE	52
II.10	CONCLUSION	63
CHAPITRE III : CONCEPTION DE LA DIGUE		64
III.1	INTRODUCTION	65
III.2	AVANTAGES DES BARRAGES EN TERRE	66
III.3	INCONVENIENTS DES BARRAGES EN TERRE	66
III.4	CARACTERISTIQUES DES BARRAGES EN TERRE	67
III.4.1	BARRAGES EN TERRE HOMOGENE	67
III.4.2	BARRAGE A NOYAU	67
III.4.3	BARRAGE AVEC MASQUE	67
III.4.4	BARRAGE EN TERRE A ZONE	68
III.5	ANALYSE ET SYNTHÈSE DE L'ÉTUDE DU LAMINAGE DES CRUES	68
III.6	DIMENSIONNEMENT DE LA CRÈTE	69
III.6.1	NIVEAU EN CRÈTE DE LA DIGUE	69
III.6.2	CALCUL DE LA HAUTEUR DE MONTEE DE LA VAGUE (REVANCHE)	69
III.6.3	LE NIVEAU DE LA CRÈTE DE LA DIGUE EN PRENANT EN CONSIDERATION LES CONTRAINTES DUES AU SEISME	71

III.6.4 TASSEMENT	72
III.6.5 LARGEUR EN CRETE DE LA DIGUE	72
III.7 PENTES DES TALUS AMONT ET AVAL DE LA DIGUE	74
III.8 CALCUL DE LA LARGEUR DE LA BASE DE LA RETENUE	74
III.9 PROTECTION DES TALUS DE LA DIGUE	75
III.9.1 PROTECTION DU TALUS AMONT	75
III.9.2 PROTECTION DU TALUS AVAL	77
III.10 DRAINAGE ET INFILTRATION DE LA DIGUE	77
III.10.1 INFILTRATIONS	77
III.10.2 DRAINAGE	80
III.11 ÉTUDE DE STABILITE	84
III.11.1 STABILITE DES TALUS DE LA DIGUE	84
III.12 COEFFICIENTS DE SECURITE	92
III.12.1 COEFFICIENTS DE SECURITE MINIMAUX	92
III.12.2 CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE POUR LES DIFFERENTS TYPES DE FONCTIONNEMENT	92
III.12.3 TYPES DE RUPTURES ENVISAGES	93
III.13 CONCLUSION	103
IV.2 CALCUL HYDRAULIQUE DES OUVRAGES ANNEXES	105
IV.3 L'EVACUATEUR DE CRUE	106
IV.3.1 CRITERES DE CHOIX DE L'EVACUATEUR DE CRUE	106
IV.3.2 DIFFERENTS TYPES DES EVACUATEURS DE CRUES	106
IV.3.3 CALCUL HYDRAULIQUE DU CANAL D'APPROCHE	108
IV.3.4 SEUIL	109
IV.3.5 COURSIER	111
IV.3.6 BASSIN D'AMORTISSEMENT	112
IV.3.7 CANAL DE FUITE	114
IV.3.8 CALCUL DE LA LIGNE D'EAU DE L'EVACUATEUR	114
IV.4 LA PRISE D'EAU ET VIDANGE DE FOND	116
IV.4.1 CALCUL DE LA GRILLE PRINCIPALE DU PUISARD D'ENTREE	116
IV.5 TEMPS DE VIDANGE DE LA RETENUE	117
IV.5.1 APPLICATION POUR LA CONDUITE Φ 500	117
IV.6 CONCLUSION	119
CONCLUSION GENERALE	120
REFERENCE BIBLIOGRAPHIE	121
ANNEXES	122

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (II-1) : Répartition de la surface du BV.....	20
Tableau (II-2) : Détermination des altitudes.....	22
Tableau (II-3) : caractéristique climatologique de la station.....	25
Tableau (II-4) : Températures moyennes mensuelles (1978-2007).....	25
Tableau (II-5) : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	26
Tableau (II-6) : Répartition mensuelle de taux d'humidité (bilan ANRH 1990-2000).....	27
Tableau (II.7) : caractéristiques des stations pluviométriques.....	28
Tableau (II-8) : Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans la station de Mena.....	28
Tableau (II-9) : Ajustement pluies journalières max (Gumbel).....	31
Tableau (II-10) : Pjmax fréquentielle (Gumbel).....	31
Tableau (II-11) : Ajustement pluies journalières max (log normale).....	32
Tableau (II-12) : Pjmax fréquentielle (log normale).....	32
Tableau (II-13) : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	34
Tableau (II-14) : Débit Max.....	35
Tableau (II-15) : Estimation des apports liquides par les formules empiriques.....	33
Tableau (II-16) : Distribution moyenne annuelle des apports.....	37
Tableau (II-17) : Les apports liquides de différentes fréquences.....	38
Tableau (II.18) : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	42
Tableau (II-19) : Volume de crue.....	43
Tableau (II.20) : Catégories des dommages résultant des crues.....	44
Tableau (II.21) : Crues de projet recommandé.....	44
Tableau (II.22) : Caractéristiques topographiques de la retenue.....	46
Tableau (II.23) : Estimation des besoins mensuels pour l'irrigation.....	48
Tableau (II.24) : Répartition de l'évaporation (en %).....	48
Tableau (II.25) : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.....	49
Tableau (II.26) : RECAPITULATIF DE LA REGULARISATION.....	50
Tableau (II.27) : récapitulatif pour la fréquence 10%.....	53
Tableau (II.28) : récapitulatif pour la fréquence 1%.....	53
Tableau (II.29) : récapitulatif pour la fréquence 0,1%.....	53
Tableau (II.30) : Résultats pour la fréquence 10% et b=14.....	54
Tableau (II.31) : Résultats pour la fréquence 10% et b=16.....	55
Tableau (II.32) : Résultats pour la fréquence 10% et b=18.....	56
Tableau (II.33) : Résultats pour la fréquence 1% et b=14.....	57
Tableau (II.34) : Résultats pour la fréquence 1% et b=16.....	58
Tableau (II.35) : Résultats pour la fréquence 1% et b=18.....	59

Tableau (II.36) : Résultats pour la fréquence 0,1% et b=14.....	60
Tableau (II.37) : Résultats pour la fréquence 0,1% et b=16.....	61
Tableau (II.38) : Résultats pour la fréquence 0,1% et b=18.....	62
Tableau (III-1) : valeurs des crues et les niveaux normaux.....	69
Tableau (III-2) : Résultats de calcul de la revanche par les différentes formules.....	61
Tableau (III-3) : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	73
Tableau (III-4) : Détermination des pentes des talus.....	74
Tableau (III-5) : Epaisseur de l'enrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur des vagues.....	75
Tableau (III-6) : Résultats de calcul de la ligne phréatique.....	79
Tableau (III-7) : Variation de y en fonction de x	79
Tableau (III-8) : Gradient hydraulique admissible.....	80
Tableau (III-9) : caractéristiques des matériaux servant à l'analyse de la stabilité de la digue.....	85
Tableau (III-10) : Valeurs de K1 et K2.....	89
Tableau (IV-1) : Résultat des Paramètres de vitesse de déversement.....	110
Tableau (IV-2) : Résultat des Paramètres Hydrauliques de seuil.....	110
Tableau (IV-3) : Résultat des Paramètres Hydrauliques de coursier.....	111
Tableau (IV-4) : Résultat des Paramètres Hydrauliques de canal de fuite	114
Tableau (IV-5) : Calcul de la ligne d'eau dans l'évacuateur de crue.....	115
Tableau (IV-6) : Exemple de calcul de temps de vidange ($\Phi 500$)	118

LISTE DES FIGURES

Figure (I-1) : localisation de la commune de Djemmorah.....	6
Figure (I-2) : situation de la retenue collinaire.....	7
Figure (I-3) : Site de la retenue collinaire.....	9
Figure (I-4) : vue en amont de la retenue collinaire.....	10
Figure (I-5) : Réseau hydrométrique du BV de la RC Beni Souik.....	11
Figure (I-6) : Carte de zonage sismique du territoire national.	12
Figure (II-1) : Délimitation du Bassin versant OUED Laftah.....	16
Figure (II-2) : Courbe hypsométrique.....	20
Figure (II-3) : répartition mensuelle des températures (Mena)	25
Figure (II-4) : Diagramme répartition mensuelle d'Evaporations.....	26
Figure (II-5) : Diagramme répartition mensuelle de l'humidité.....	27
Figure (II-6) : Carte pluviométrique (ANRH)	28
Figure (II-7) : Répartition mensuelle des pluies station Mena.....	29
Figure (II-8) : Ajustement Gumbel station pluviométrique Mena.....	31
Figure (II-9) : Ajustement log normal station pluviométriques Mena.....	33
Figure (II-10) : Distribution moyenne annuelle des apports.	37
Figure (II-11) : Hydrogramme de crue.....	43
Figure (II-12) : Courbes caractéristiques de la retenue.....	47
Figure (II-13) : Hydrogramme de crue a l'entrée de la retenue et a la sortie de l'évacuateur.....	51
Figure (II-14) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 10% et b=14.....	54
Figure (II-15) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 10% et b=16.....	55
Figure (II-16) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 10% et b=18.....	56
Figure (II-17) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 1% et b=14.....	57
Figure (II-18) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 1% et b=16.....	58
Figure (II-19) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 1% et b=18.....	59
Figure (II-20) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 1% et b=14.....	60
Figure (II.21) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 1% et b=16.....	61
Figure (II.22) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 1% et b=18.....	62
Figure (III.1) : Différents types de barrage.....	66
Figure (III-2) : La recharge de la digue.....	77
Figure (III.3) : Détail d'une tranche.....	90
Figure (III.4) : Schéma de calcul de stabilité.....	90
Figure (III.5) : Représente les pressions interstitielles dans la digue.....	91
Figure (IV.1) : bassin d'amortissement.....	113
Figure (IV.2) : Profile des ouvrages annexes.....	116

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Depuis très longtemps, l'homme, pour assurer l'irrigation des terres fertiles et les protéger des crues des fleuves ainsi que, plus tard, pour satisfaire les besoins en eau des villes, a constitué des réservoirs d'eau en barrant le lit des rivières ou des fleuves par des ouvrages qu'il a conçus et construits. Toutefois, jusqu'à une époque récente, leur nombre et leur importance restaient limités. Depuis moins d'un siècle, les besoins, notamment en énergie électrique, ont conduit à réaliser des ouvrages de dimensions considérables afin d'assurer la meilleure utilisation des ressources en énergie hydraulique du pays. Un barrage est un ouvrage artificiel (ou naturel), généralement établi en travers d'une vallée, transformant en réservoir d'eau un site naturel approprié.

Le développement de notre pays suppose la maîtrise des ressources en eau, parmi lesquelles les eaux de surface qui ont une importance vitale pour toute entreprise agricole ou pastorale entre autres. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

Rappelons seulement que de point de vue climatique, une partie de l'Algérie est caractérisée par une longue saison sèche et une saison des pluies concentrée sur quelque mois, les précipitations étant plus faibles et la saison des pluies plus courtes à mesure. C'est donc un contexte généralement difficile que depuis des dizaines d'années.

Concernant le contenu, le travail présenté dans ce mémoire traite l'étude de faisabilité de la retenue collinaire à BENI SOUIK commune de DJAMORAH (W. BISKRA). Le projet du barrage comporte deux éléments, la digue et les ouvrages annexes, Ces derniers nécessaires à la protection et l'exploitation du barrage, se composent de la dérivation provisoire, l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise d'eau et l'ouvrage de vidange de fond.

Le texte se divise en quatre grands chapitres regroupant les détails des études effectuées :

- Le chapitre I est consacré aux résultats des reconnaissances géologiques et géotechniques conduites sur site.
- Le chapitre II est consacré au traitement des données hydrologiques pour la détermination des apports et des débits de crues en utilisant les méthodes d'évaluation de l'écoulement annuel.
- Le chapitre III recueille l'ensemble des données nécessaires au choix de la variante de la digue. Il fait le dimensionnement de la variante retenue de la digue, y compris l'étude de stabilité mécanique et hydraulique du remblai et aussi de la fondation.
- Le chapitre IV fait une présentation générale des variantes des ouvrages annexes.

CHAPITRE I :
Présentation de la zone
d'étude

I.1 Introduction

Dans ce chapitre on présente le site d'étude ainsi que les caractéristiques géologiques et géotechnique nécessaire à la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique tel qu'un barrage ou une retenue collinaire.

L'étude géologique est la phase la plus importante dans la conception d'ouvrages hydrotechnique. L'objectif principal de l'investigation géologique est d'évaluer les aspects fondamentaux qui définissent les possibilités réelles qu'offre le site choisi pour l'implantation de l'ouvrage. Elle doit tenir compte de :

- La cuvette et les rives : la perméabilité ou l'imperméabilité de la cuvette pour avoir l'efficacité de stockage, et la stabilité des rives gauche et droite du site de la digue.
- La fondation de la digue : la perméabilité ou l'imperméabilité de la zone d'assise de la digue et la stabilité et même pour calcules le tassement après l'implantation de la digue.
- Les matériaux de construction : pour voire tous les caractéristique physique, mécanique et chimique des matériaux utilisés dans les remblais de construction de la digue (les zone d'emprunte) comme les angles de frottement, les cohésions, pour les calculs de la stabilité du talus amont et aval et la résistance de la digue.

I.2 Historique

Les premiers barrages sont nés avec les premières civilisations de l'antiquité, en particulier dans la vallée du Nil, Mésopotamie, en chine et en Asie du sud. Ce sont certainement les traces de ces anciennes civilisations que les archéologues retrouvent facilement.

Le XXème siècle a été marqué pour un taux très élevé de construction de barrages sur la planète, la plupart concentrés dans les pays les plus industrialisés Selon le rythme de la croissance démographique et du développement économique, on a assisté à un accroissement de la construction des barrages dans le monde, A la fin du XXème siècle, le total de retenues a atteint les 45 000, distribuées sur plus de 140 pays. Actuellement, près de la moitié des grands fleuves du monde comptent au moins un grand barrage L'apogée de la construction de ces ouvrages remonte aux années 1960 et 1970, époque à laquelle ils étaient considérés comme un symbole de développement économique, de progrès technologique et de modernisation. C'est à cette époque que la plus partie des barrages a été construite dans les pays d'Amérique du Nord, d'Asie et d'Europe, tandis que les pays d'Afrique, d'Amérique du Sud et d'Océanie présentaient un taux linéaire de croissance. Après les pays du nord de la Méditerranée, ceux d'Afrique du Nord et du Proche-Orient se sont lancés dans une politique de construction de petits barrages. Les objectifs de ces aménagements sont essentiellement la gestion et la conservation des eaux et des sols avec la protection des infrastructures

en aval, en particulier en Afrique du Nord, celles des grands barrages contre une sédimentation trop rapide. Le développement des petits barrages a suivi des chemins et des objectifs différents. Le premier trait commun est une volonté politique de développer ce type d'aménagement dans les années à venir. L'évolution des capacités de stockage des petits barrages a été étudiée à travers un modèle d'estimation et de simulation des transports solides. Ces études ont permis de mieux comprendre les phénomènes d'envasement en relation avec l'érosion des sols sur les bassins-versants.[1]

La réalisation de nouveaux barrages et retenues collinaires à travers le territoire de l'Algérie est retenue dans le cadre du programme du secteur de l'hydraulique au titre de la période quinquennale 2010-2014. Pour ce faire, des études sont prévues afin de déterminer la faisabilité de plus d'une quarantaine de petits barrages et retenues collinaires dans l'objectif évident de combler le déficit enregistré en ce qui concerne l'irrigation agricole et l'alimentation en eau potable des populations. Le manque d'expérience dans de telles études a engendré un investissement colossal dans les travaux de conception. Pour remédier à cette situation, les bureaux d'études algériens ont développé leur propre méthodologie d'étude. Contrairement aux grands barrages, les petits barrages et retenues collinaires ont été considérés différemment vu leurs particularités. La consistance des études a été sensiblement modifiée avec comme résultat des délais de réalisation qui sont passés de 12 à 6 mois se répercutant aussi sur le coût global, qui est passé de 2 500 000 à 1 200 000 DA, sans pour autant affecter la qualité et la fiabilité de l'étude. Cette réduction a été obtenue grâce à la normalisation de certaines études et à la rationalisation des tâches, comme l'étude hydrologique, les reconnaissances géologiques et géotechniques (sondages, fouilles, essais en laboratoire), le dimensionnement hydraulique des ouvrages, le calcul de génie civil des ouvrages en béton armé et les pièces dessinées [2]

I.2.1 Utilité des barrages

Les barrages jouent deux rôles principaux celui d'une part de stocker les apports d'eau afin de répondre aux besoins vitaux et économiques des populations (eau potable, irrigation, fourniture d'énergie, navigation), et celui d'autre part, de protection contre des effets destructeurs de l'eau (maîtrise des crues, rétention de sédiments, protection contre les avalanches).

Il est, par exemple, impossible d'avoir en même temps une retenue pleine pour fournir une réserve d'eau potable mais aussi une retenue vide pour limiter au maximum l'impact des crues. Notamment, les barrages excréteurs de crue sont des ouvrages conçus spécialement à cette fin avec des dispositions particulières de conception et d'exploitation.[5]

I.3 Situation géographique

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

L'agglomération secondaire de BENI SOUIK occupe la partie Nord-Est du territoire de la daïra et concentré une population de l'ordre de 24840 habitants en 1996. La commune située dans la wilaya de Biskra qui est limitée comme suit :

- Au nord par la wilaya de Batna;
- À l'est par la wilaya de Khenchela;
- Au nord-ouest par la wilaya de M'Sila;
- À l'ouest par la wilaya de Djelfa;
- Au sud-est par la wilaya d'El Oued;
- Au sud par la wilaya d'Ouargla.



Figure (I-1) : localisation de la commune de Djemmorah

L'agglomération chef-lieu de la commune est situé au Sud –Ouest de la commune à environ 25 km du chef-lieu de la wilaya, elle est desservie par le CW 135 A la reliant au reste de la wilaya au sud.

Le site de la future retenue collinaire à BENI SOUIK, se trouve à 01 km environ à vol d'oiseau au Nord -Est de la commune de Djamourah. Figure (I-1).



Figure (I-2) : situation de la retenue collinaire

I.4 Caractéristique géologique régionale

La région de Biskra constitue une des zones les plus franches de transition entre les domaines atlasiques montagneux et plissés du Nord (Algérie méditerranéenne) et les étendues plates et désertiques du Sahara septentrional au Sud (Algérie saharienne).

La région de Biskra représente un pays de transition structurale et sédimentaire, au Nord c'est un pays montagneux, tandis qu'au Sud, c'est un pays effondré, qui fait partie du Sahara Septentrional. Le passage entre ces deux domaines distincts se fait par l'intermédiaire d'un ensemble de flexures, de plis-failles et de failles, d'orientation Est-Ouest, appelées « accidents sud atlasiques ».

Les formations existantes dans cette région sont de type marin et continental, allant du **Mésozoïque, Cénozoïque** jusqu'au **Quaternaire**.

I.4.1 Mésozoïques

Trias : on distingue deux faciès :

Trias calcaire ou dolomitique (tc) : plus ou moins marneux bien lités, à cassure plus ou moins marmoréenne; doivent représenter le Muschelkalk, ils sont souvent couverts de vermiculassions caractéristiques.

Trias gypsifère (t) : complexe, extrêmement puissant, d'argiles et marnes bariolées, de grés souvent psammitiques, de cargneules jaunes, avec gypses et sel gemme (révélé par les sources salées). Ces roches toujours chaotiques et en position anormale, percent en diapirs les assises plus récentes.

Lias (Pliensbachien – Lotharingien), I⁵⁻⁴ : calcaires compacts en grosses dalles (200 à 300 m), de couleur blanche et de faciès variés. Ils sont parfois dolomités secondairement. Au SE de Beni souik on trouve des calcaires massifs rosés qui ont livré une riche faune de Brachiopodes du Lotharingien.

Sénonien – Eocène (cs- e³) : complexe marneux qui débute soit par un flysch marno – microbréchiq (campanien inf), soit directement par le Maestrichtien. Ces couches du complexe marneux reposent en discordance majeure sur le Néocomien, le Jurassique ou le Trias gréseux, dont elles arrachent des galets qui sous forme de poudingue plus ou moins massifs se répartissent à divers niveaux de ce complexe

I.4.2 Cénozoïque

Oligocène (o) : grés blancs, dits « numidiens », parfois oxydés en jaune, à grain grossier et à constituants presque uniquement quartzeux ; ils forment de grosses barres, séparées par des horizons d'argiles noires, ce faciès peut atteindre une épaisseur de 800 m.

Quaternaire (Q) : représenté par des éboulis de nature et d'âge variés. Les plus remarquables sont ceux en grés numidiens, qui frangent les dépôts Oligocène nécessitant de règlements parasismiques ayant pour objet d'assurer une certaine protection des personnes et des biens contre les effets des secousses. Les travaux d'une commission technique ont conduit, dès 1954, à préconiser des recommandations provisoires (recommandations A.S. 1955) dans le but d'atténuer les effets des séismes sur les constructions et leur stabilité.

Ces recommandations contiennent, d'une part des conseils généraux à l'établissement des projets de construction (conception générale des bâtiments, fondations, superstructure), d'autre part des règles de calcul des contraintes qui tiennent compte des forces d'inertie développées dans les constructions par les ondes sismiques.

Depuis, plusieurs règlements parasismiques algériens, plus exigeants, ont été élaborés.

- Dans le cadre de l'élaboration du premier règlement parasismique algérien, une étude a été réalisée en 1978 où le catalogue utilisé couvre la période de 1790 – 1975.
- D'autres études plus détaillées ont été réalisées à Chleff (WCC, 1984) ; à Alger (SWAN, 1998) et à Mascara (CGS, 1999). En outre, plusieurs autres études ont été réalisées par des universitaires et chercheurs algériens et étrangers (Benouar & al 1996, Aoudia & al, 2000 ; Bouhadad, 2000 ; Bouhadad & Laouamri, 2002).

I.5 Accessibilité au site de la retenue

L'axe proposé de la présente étude de retenue collinaire est défini sur les cartes d'état-major MENAA Feuille n° 260 à l'échelle (1/50.000) par les coordonnées LAMBERT et Google Earth suivant :

X = 806.86Km.

Y = 369.07Km.

Z = 877 m.

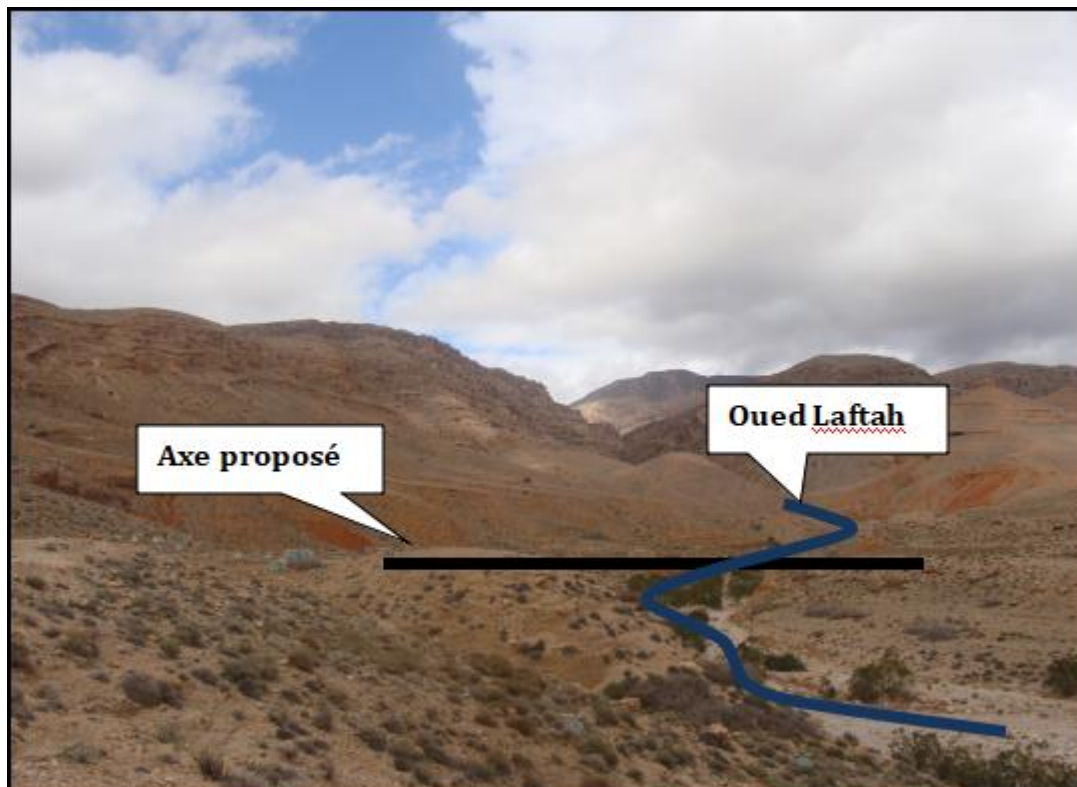


Figure (I-3) : Site de la retenue collinaire

I.6 Géologie de la zone d'étude

Dans la zone des ouvrages en projet (barrage, retenue d'eau) sont reconnus les terrains carbonatés, marnes, carbonate-terrigènes et terrigènes du Trias, Crétacé supérieur et Paléogène. Les faciès continentaux représentent les formations meubles et faiblement cimentées du Pléistocène-Holocène.

La zone d'étude est une plaine, elle est occupée par une végétation plus ou moins intense ce qui rend les travaux d'exploration et la reconnaissance du terrain un peu difficile.

Cela nécessite des travaux géotechniques effectués sur le site et une interprétation des résultats pour bien définir la nature du terrain et ses caractéristiques.

En revanche, on note la présence des blocs des grés qui ne sont pas en place, dispersés un peu partout dans l'assiette du site qui est une terre végétale composée d'argiles noires.



Figure (I-4) : vue en amont de la retenue collinaire

I.7 Caractéristique morphologique de la zone d'étude

Le nouveau site proposé se trouve sur oued LAFTAH (affluent d'oued ABDI) et la retenue collinaire présente une morphologie régulière, la pente est douce ce qui permet d'avoir une structure favorable pour la réalisation d'une retenue collinaire.

Le bassin versant étudié appartient au bassin versant chott Melrhir et sous bassin oued Djemorah. Le bassin versant d'étude ne possède pas des stations pluviométriques situées à l'intérieur. Toutes les stations existantes sont situées aux alentours du bassin comme la station d'el kantara (061206). Menaâ (061304) série (1971-2013).

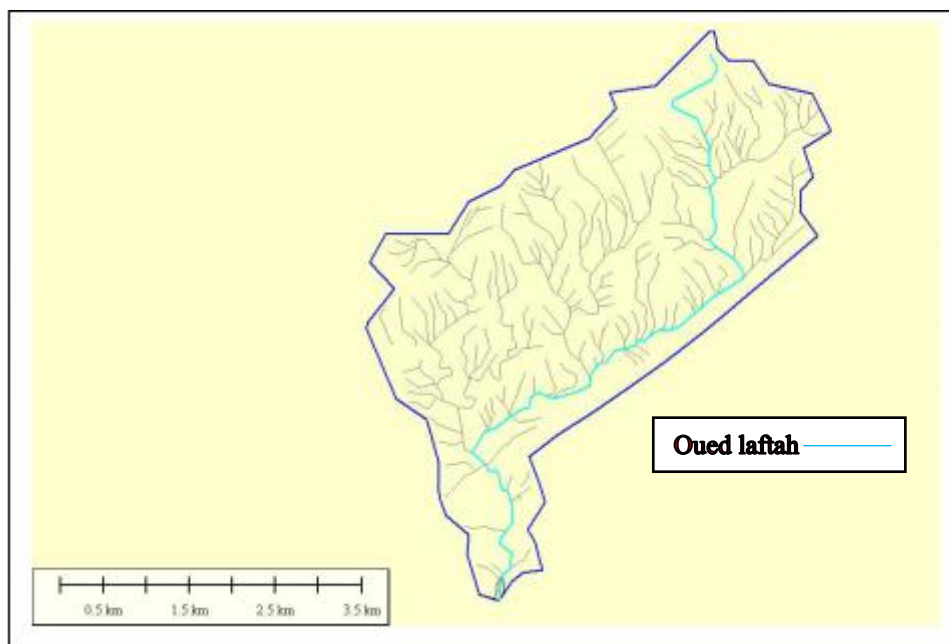


Figure (I-5): Réseau hydrométrique du BV de la RC Beni Souk

I.8 Séismicité

En Algérie, l'analyse des différents catalogues de sismicités réalisés durant ces dernières décennies a montré que la sismicité sur le territoire nationale n'est pas partout identifiée et que nous pouvons considérer actuellement quatre zones d'activité sismique différentes qui sont :

- La bordure tellienne est la région où la sismicité est la plus fréquente et où d'importants séismes ont lieu. Cette importance sismique s'explique par le fait que cette région est directement impliquée dans l'affrontement des plaques européennes et africaines.
- La région des hauts plateaux se caractérise par une sismicité pratiquement nulle.
- La région de l'Atlas saharien présente une sismicité réduite. Quelques séismes ont pu être observés dans les monts des KSOURS, BABORS, Bibans et d'autres.

- La région saharienne qui correspond à la plate-forme africaine stable, sismicité quasiment nulle.

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions règlementaires contenus dans le règlement R.P.A. [14] (règles parasismiques algériennes) en considération de deux types de secousses possible (séisme majeur et séisme modéré).

Afin de quantifier le danger sismique en terme compris par les ingénieurs, c'est à dire en termes d'accélération, l'approche probabiliste et souvent utilisé (programme de calcul Hazard – Géomatix, 1993). Cette "accélération" est évaluée comme un pourcentage de l'accélération de la pesanteur "g" que le concepteur pourra intégrer dans ces calculs de stabilité de l'ouvrage.

Alors, l'accélération sismique de **0.10g à 0.25g**

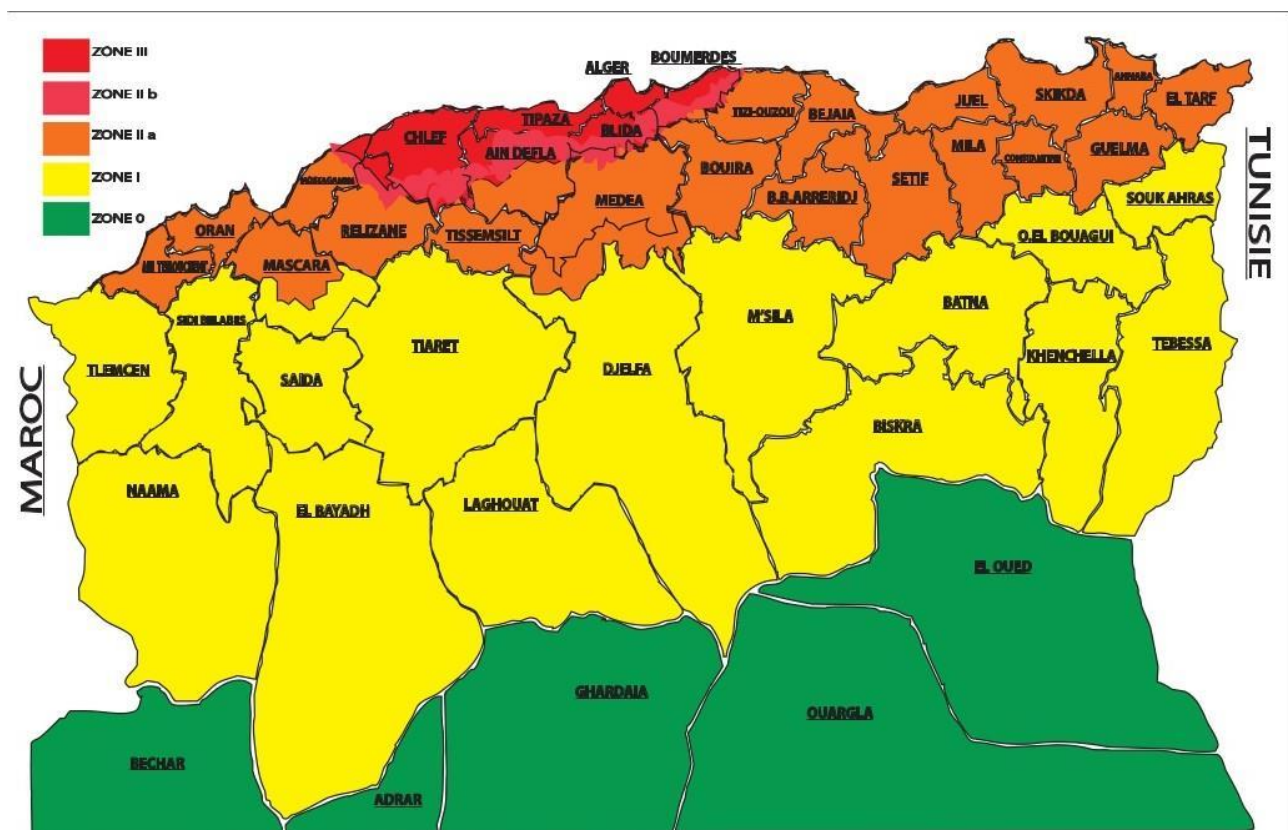


Figure (I-6) : Carte de zonage sismique du territoire national.

I.9 CONCLUSION

Le site proposé de **Beni Swik** est faisable pour la réalisation d'une retenue collinaire vue :

- Existantes des terres agricoles en aval.
- La protection de la route qui relie Djamourah vers Menaâ.
- L'endroit choisi pour l'implantation de la digue est très favorable, qui ne demande pas une hauteur importante de la digue en terre, pour le stockage d'un volume important d'eau.
- La nature morphologique de site à relief plat, et qui présente des dépressions naturelles favorables au stockage de l'eau.

CHAPITRE II :
ETUDE
HYDROLOGIQUE

II.1 Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau.

L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes. Les études hydrologiques donc sont très indispensables.

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

II.2 Bassin versant

Le bassin versant d'un oued au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval [6].

Aujourd'hui, en hydrologie, les termes bassin et bassin versant sont synonymes. Ils désignent :

- Soit la totalité de l'espace drainé par un système fluvial quel que soit sa taille.
- Soit une partie de cet espace (par ex., le bassin versant d'un affluent ou d'un sous-affluent).
- Soit encore la superficie, même très petite, drainée par un cours d'eau quelconque en amont d'un point précis qui est souvent une station de jaugeage (ex. les petits bassins versants "d'investigation" ou "expérimentaux" ou "représentatifs").

Toutefois, le terme de bassin versant est peut-être plus explicite que celui de bassin. Il désigne à la fois :

- L'aire drainée, à l'intérieur de la ligne de partage des eaux, par le réseau hydrographique.
- Et la surface réceptrice des hydrométéores qui alimentent plus ou moins directement les cours d'eau comprise dans ce même espace.

Il peut arriver que le bassin versant topographique diffère quelque peu du bassin versant réel (cas des interfluves glaciaires, karstiques ou marécageux...).

L'emploi de bassin versant est devenu fréquent à l'époque où la recherche s'est principalement attachée à "appréhender le fait hydrologique, et d'abord le débit, comme un fait spatial, comme le produit d'un espace géographique saisi dans toutes ses dimensions, dans toute son épaisseur, dans toute sa dynamique". Le bassin versant n'est pas seulement une somme de caractères moyens, tels que la superficie, le relief, la forme, le sol, la végétation. Il est composé de parties aux caractéristiques particulières qui répondent différemment aux impulsions climatiques et météorologiques.

II.2.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Le bassin versant de la retenue collinaire sur oued Laftah est délimité à partir de la carte topographique (Figure (II-1)). Cette même carte a servi comme base à la détermination des différents paramètres morphologiques ainsi qu'à l'élaboration de la courbe hypsométrique et carte hydrographique du bassin versant.

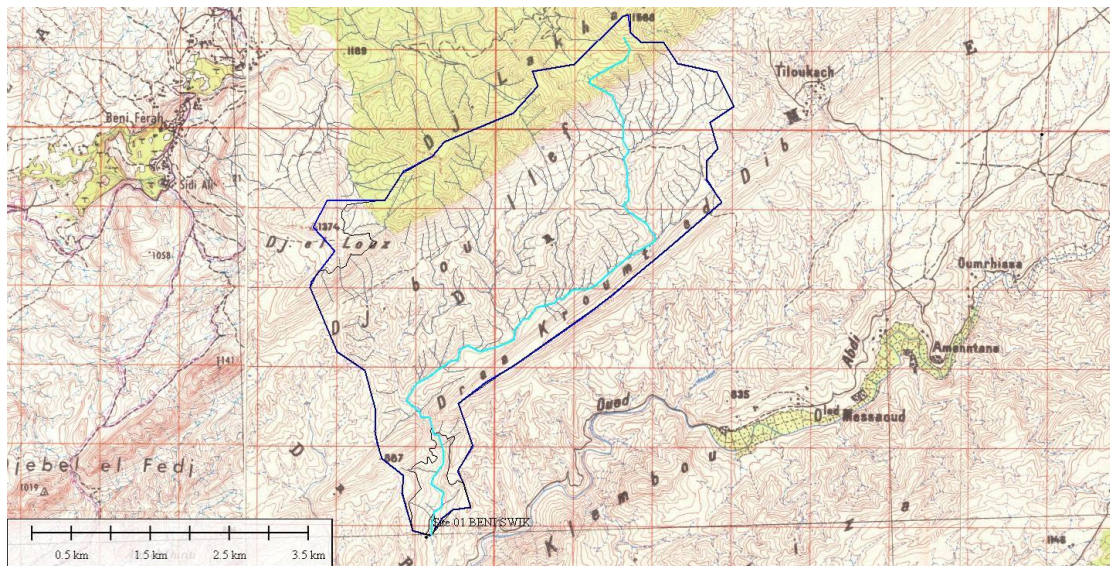


Figure (II-1) : Délimitation du Bassin versant OUED Laftah

Le bassin versant présente un couvert végétal très clairsemé. Cette situation a engendré un taux d'abrasion considérable d'où une durée de vie de la retenue collinaire inévitablement plus courte.

Le relief est relativement fort entre la cote 1566 m et la cote 587 m, ce qui signifie une pente forte, par voie de conséquence la propagation des crues sera relativement importante

II.2.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant

Le site de la future retenue collinaire sur Oued LAFTAH se trouve à 4.5 km environ à vol d'oiseau au Nord-Est de la commune de Djemmorah, il est défini sur la carte d'Etat Major MENAA Feuille n° 260 (échelle 1/50.000) par les coordonnées LAMBERT suivant :

$$X = 789.153 \text{ Km.}$$

$$Y = 204.843 \text{ Km.}$$

$$Z = 587 \text{ m.}$$

II.2.3 Caractéristiques physiques du bassin versant

II.2.3.1 Les caractéristiques géométriques

- **Superficie du bassin versant**

C'est le paramètre le plus important du bassin parce qu'il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques tels que le débit le volume de précipitation ou d'infiltration, elle est déterminée par le planimètre.

$$S = 15.81 \text{ Km}^2$$

- **Périmètre du bassin versant**

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin on va le déterminer à l'aide d'un curvimètre.

$$P = 19.71 \text{ Km}$$

- **Longueur de thalweg principale**

La longueur du thalweg principal est mesurée à partir du profil de l'oued.

$$L = 9.54$$

II.2.3.2 Caractéristiques hydro morpho métriques

- **Indice de compacité K_c :**

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'Hydro gramme à l'exutoire. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire qui sont plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration. En revanche, les bassins en forme d'éventail, présentant un temps de concentration plus court, et auront les plus forts débits de pointe. Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914) K_c , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} ; P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}}$$

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots II.1$$

S : Surface du BV (Km²)

P : périmètre du bassin versant (Km)

K_C : indice de Gravelius.

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1.128 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1.128 lorsque le bassin est de forme allongée.

K_c=1,40

Il est supérieur à 1.128 donc le bassin versant est de forme allongée.

- **Coefficient d'allongement :**

Caractérise l'allongement du réseau hydrographique et pour notre cas le BV et moyennement allongée.

Il est donné par la formule suivante :

$$K_p = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots II.2$$

On obtient :

K_p=5,75

- **Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius :**

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions l et L. Ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points

de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés. Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2 \times (L + l) ; S = L \times l \quad \dots \dots \dots (1)$$

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

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) on obtient une Équation de 2ème degré admet deux solutions L et l :

$$(L, l) = \frac{K_c \sqrt{A}}{1.12} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \quad \dots \dots \dots II.3$$

Avec L : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient :

L=8 Km ; l=1,98

II.2.3.3 Caractéristiques hydrographiques

- **Le relief :**

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

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne.
- L'indice de pente globale Ig.
- L'indice de pente roche Ip
- L'indice de pente moyenne du bassin versant Im

- **Courbe hypsométrique :**

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. 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.

Elle est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin.

Tableau (II-1) : Répartition de la surface du BV

Altitude(m)	S cumulé (km ²)	S cumulé (km ²)	Surface %	Dénivelée	A _i	$\sqrt{A_i \cdot D_i}$	H _i	SxH _i
1500-1400	0,19	0,19	1,20	100	0,012	1,10	1,45	0,28
1400-1300	1,18	1,37	8,67	100	0,075	2,73	1,35	1,59
1300-1200	1,03	2,40	15,18	100	0,065	2,55	1,25	1,29
1200-1100	2,69	5,09	32,19	100	0,170	4,12	1,15	3,09
1100-1000	3,79	8,88	56,17	100	0,240	4,90	1,05	3,98
1000-900	3,36	12,24	77,42	100	0,213	4,61	0,95	3,19
900-800	2,17	14,41	91,14	100	0,137	3,70	0,85	1,84
800-700	0,87	15,28	96,65	100	0,055	2,35	0,75	0,65
700-600	0,51	15,79	99,87	100	0,032	1,80	0,65	0,33
600-587	0,02	15,81	100,00	13	0,001	0,16	0,59	0,01
Somme	15,81					28,02		16,26

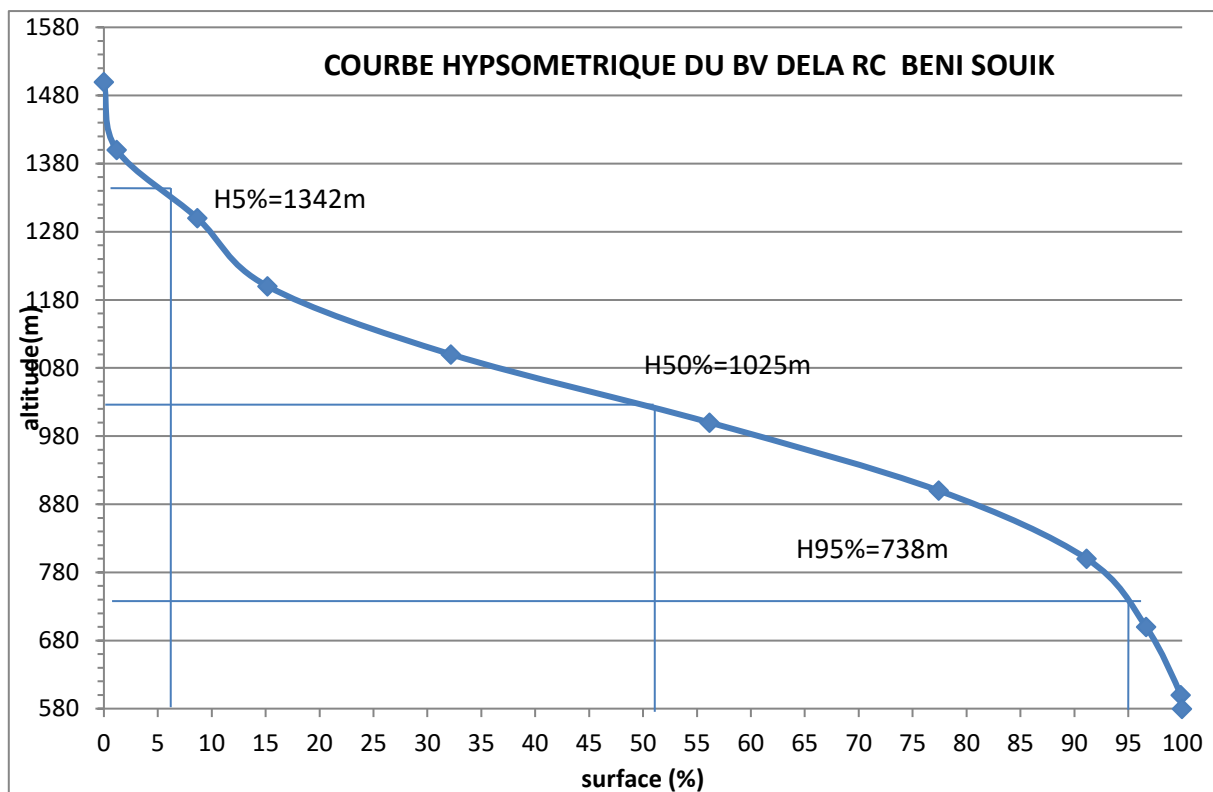


Figure (II-2) : Courbe hypsométrique

- Détermination des altitudes

L'Altitude moyenne du bassin versant [12]

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques. Celle-ci est donnée par deux procédés :

Graphiquement

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

Analytiquement

Donner par la relation suivante :

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S_{BV}} \dots \dots \dots II. 4$$

Avec :

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

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau (km²) ;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m) ;

S : superficie totale du bassin versant (km²) ;

H_{moy}=1028,5 m

L'altitude maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la **carte topographique (Fig 2.1)** on a :

H_{max}=1566 m

H_{min}=600 m

Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. D'après la courbe hypsométrique on a :

$H_{med}=1025$

Tableau (II-2) : Détermination des altitudes.

Altitude	Valeur(m)
H_{moy}	1028,5
H_{med}	1025
$H_{95\%}$	738
$H_{5\%}$	1342
H_{max}	1566
H_{min}	600

- **Indice de pente roche**

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

$$IPR = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{A_i \cdot D_i} \dots \dots \dots II.5$$

L : Rectangle équivalent (m) ;

A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1} ;

D_i : Dénivelée (m) ;

$IPR=0,31$

- **Indice de pente globale [8]**

Cet indice est déterminé par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \dots \dots \dots II.6$$

D : Dénivelée simple $H_{95\%} - H_{5\%}$;

L : Longueur de rectangle équivalent (km) ;

$$I_g=57,51 \text{ m/Km} \rightarrow I_g=5,751\%$$

- **Indice de pente moyenne**

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots \dots \dots II.7$$

$$I_{pm}=101.25 \text{ m/km} \rightarrow I_{pm}=10,125\%$$

L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide, d'après la valeur de I_g et selon la classification de (O.R.S.T.O.M), notre relief est fort.

II.2.3.4 Caractéristique physiographique

- **Temps de concentration**

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Il existe plusieurs formules dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de GIANDOTTI (1937) [8] soit :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots \dots \dots II.8$$

S : surface du bassin versant (Km²) ;

L : longueur du thalweg principal (Km) ;

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

$$T_c=1,82= 2 \text{ h } 36 \text{ min}$$

- **Vitesse moyenne de ruissellement [8]**

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_e = \frac{L_p}{T_c} \dots \dots \dots II.9$$

L_p : Longueur de thalweg (km)

T_c : Temps de concentration (h)

$$V_r = 5.24 \text{ Km/h}$$

II.2.3.5 Le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique 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, Le réseau hydrographique 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. Le réseau de drainage n'est habituellement pas le même dans une région où prédominent les roches sédimentaires, par comparaison à des roches ignées.

- **Le climat :**

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

- **La pente de 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, l'endiguement, la protection des berges et la correction des cours d'eau modifient continuellement le tracé originel du réseau hydrographique.

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.

II.2.3.6 Caractéristiques climatiques du bassin versant

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont : La précipitation, l'humidité, la température et le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

Tableau (II-3) : caractéristique climatologique de la station

STATION	CODE	Z	Pa (mm)	Pjmax (mm)	b	CV	Année
Mila	10 06 06	464 m	558	51.8	0.37	0.33	1978-2007

• **Température**

Ce paramètre joue un rôle essentiel dans l'évaluation du déficit d'écoulement, nous utilisons la station de Menaa sur une période de 10ans (1986-1996). Les températures sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (II-4) : Températures moyennes mensuelles (1978-2007)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Ao	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
T _{mx}	10.9	12.6	16.5	19.4	25.7	31.0	33.4	35.3	29.13	22.42	14.91	10.58	-
T _{min}	0.82	2.29	5.63	8.11	13.43	17.92	19.94	21,5	16.27	10.58	4.21	0.54	-
T _{my}	5.8686	7.46	11.1	13.8	19.6	24.5	26.7	28.4	22.7	16.5	9.56	5.56	15.97

La répartition mensuelle de température est donnée par la figure (II.3) :

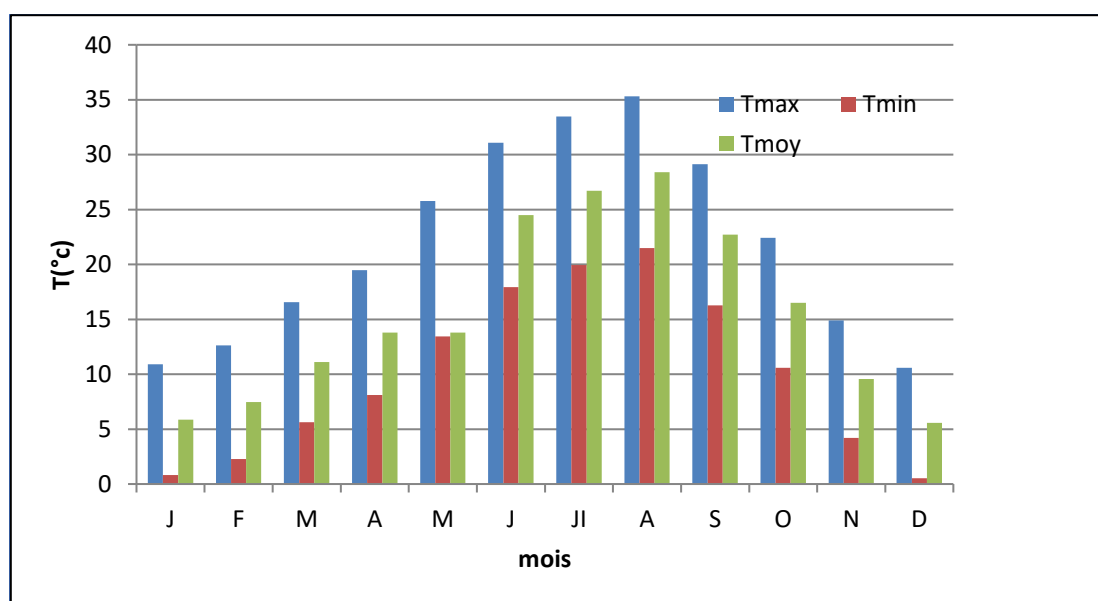


Figure (II-3) : répartition mensuelle des températures (Menaa)

Les températures les plus élevées sont observées de juin à septembre, et les plus Basses de mois de décembre à février.

Le mois le plus froid est décembre avec une moyenne de **0.54 °C**

Les mois les plus chauds sont juillet et août avec des valeurs de **33.46 et 35.3 °C**.

• **Répartition mensuelle des vents**

Les vitesses du vent sont presque homogènes pendant plusieurs mois de l’année, la vitesse moyenne annuelle est de l’ordre de **5,23 m/s**.

- La vitesse moyenne minimale est de **4,26 m/s** ;
- La vitesse moyenne maximale est de **5,26 m/s** (ressource ANRH Biskra).

• **Evaporation**

L’estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station barrage de Fom El Kherza, où elle est mesurée par le bac Colorado sur une période de 17 ans.

L’évaporation moyenne annuelle retenue est donc de 2386,6mm / an, comme on le remarque dans le tableau (II.5) ci-après. Elle est minimale durant les mois d’hiver décembre, janvier et février), alors qu’elle est maximale pour les mois d’été (juin, juillet et août).

Tableau (II-5) : Répartition mensuelle de l’évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Σ
E_{moy}	259,27	162,24	116,3	97,11	90,4	104,36	155,69	200,23	259,51	336,34	366,52	238,63	2386,6

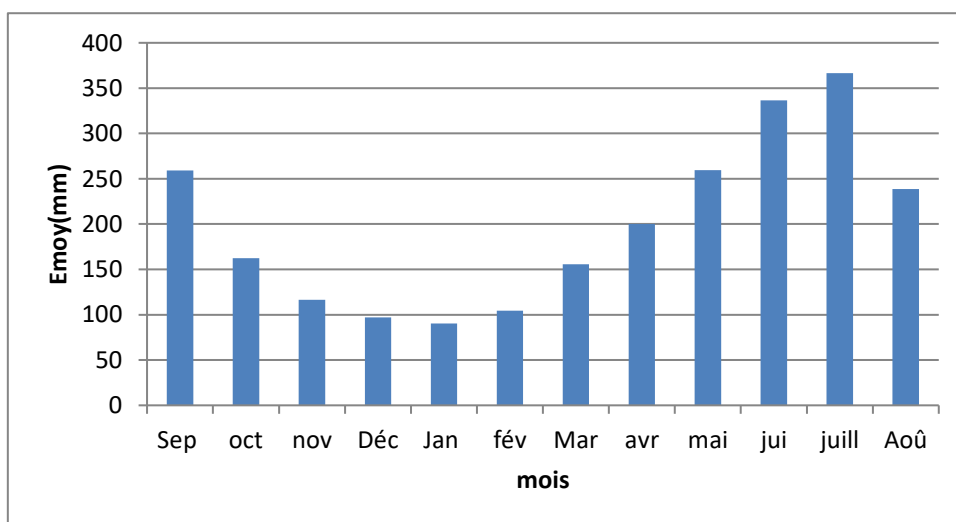


Figure (II-4) : Diagramme répartition mensuelle d’Evaporations

• **L’humidité**

La commune de Ain Zaatout est considérée comme une zone semi-aride, qui est caractérisé par un climat sec et chaud, il est cependant constaté des pourcentages d’humidité moins importants, mais une légère augmentation est remarquable ces dernières années et ça due au site du barrage des fontaine des gazelles dont l’influence est directe sur le taux d’humidité de la région.

D’après la série de données des 10 dernières années d’observation on constate que :

- La moyenne minimale annuelle est de **29.09%**
- La moyenne maximale annuelle est de **58.18%**

Tableau (II-6) : Répartition mensuelle de taux d’humidité (bilan ANRH 1990-2000)

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Moy%	58,182	48,818	43,45	37,55	32,54	28,82	26,55	29,09	38,45	45,45	52,36	57,18

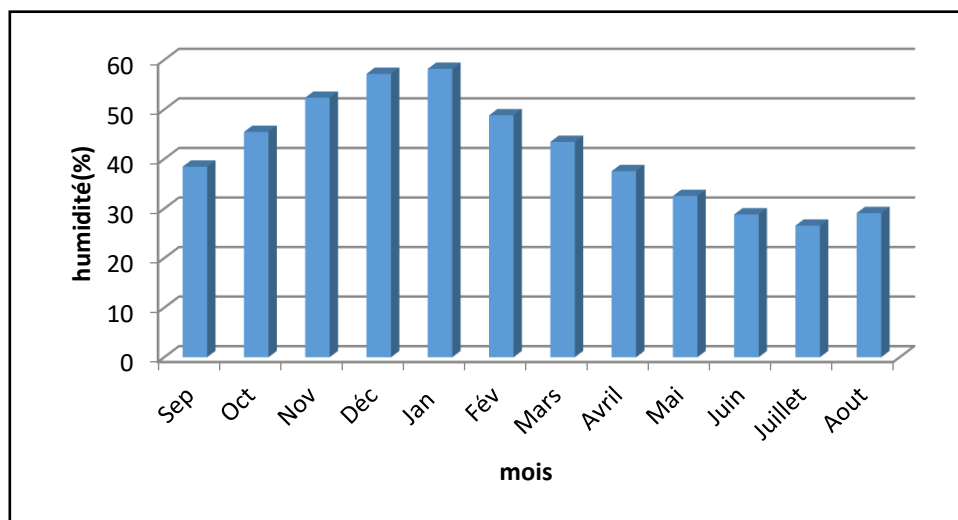


Figure (II-5) : Diagramme répartition mensuelle de l’humidité

• **Pluviométrie**

Les caractéristiques de la station pluviométrique disponible pour cette étude est donnée dans le tableau (II-7). Dans le cadre de cette étude, on utilisera principalement les données pluviométriques de la station de Menaâ est la station le plus proche de la zone de l’étude qui possède une série de (1971-2012). Les autres stations pluviométriques servent à conclure quant à l’homogénéité de la pluviométrie de la région.

Tableau (II.7) : caractéristiques des stations pluviométriques

Nom de la station	Code	ALT(m)	Années d'observation
Mena	061304	983	41

Par ailleurs, la figure (II-6) et montre la carte pluviométrique de la région de **BISKRA** l'A.N.R.HEN 1993.

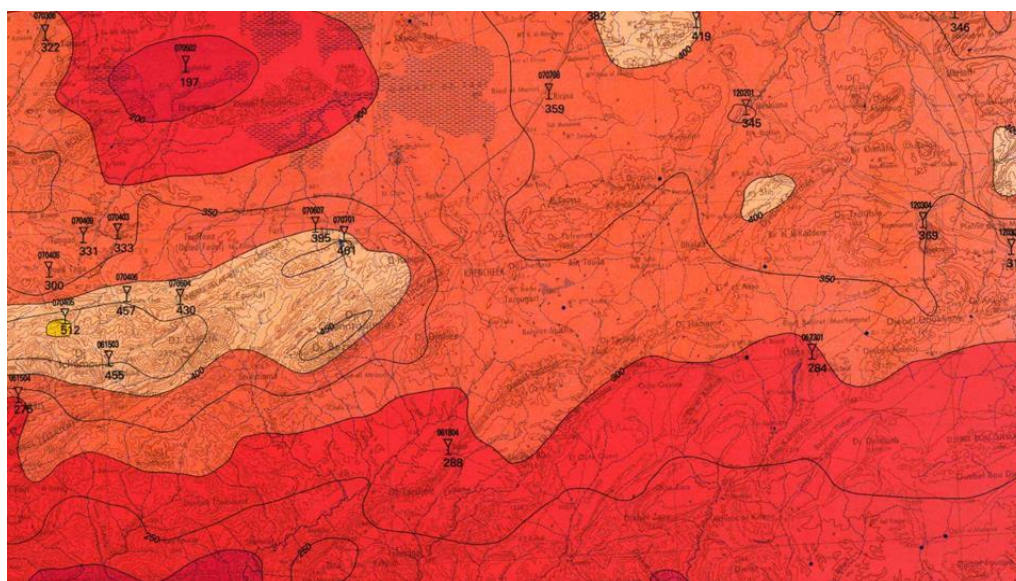


Figure (II-6) : Carte pluviométrique (ANRH)

Le tableau (II-8) montre la distribution moyenne mensuelle des pluies dans le bassin de l'étude.

Tableau (II-8) : Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans la station de Mena.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Σ
P(mm)	26,04	16,67	5,62	14,77	27,24	21,16	28,90	24,73	20,83	18,67	23,31	16,18	244,12
P%	10,67	6,83	2,30	6,05	11,16	8,67	11,84	10,13	8,53	7,65	9,55	6,63	100,00

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée par la figure (II-7). Nous constatons que la moyenne annuelle des pluies à la station de Mena est de **244.12 mm**. Le mois le plus pluvieux est Mars (**28.9 mm**).

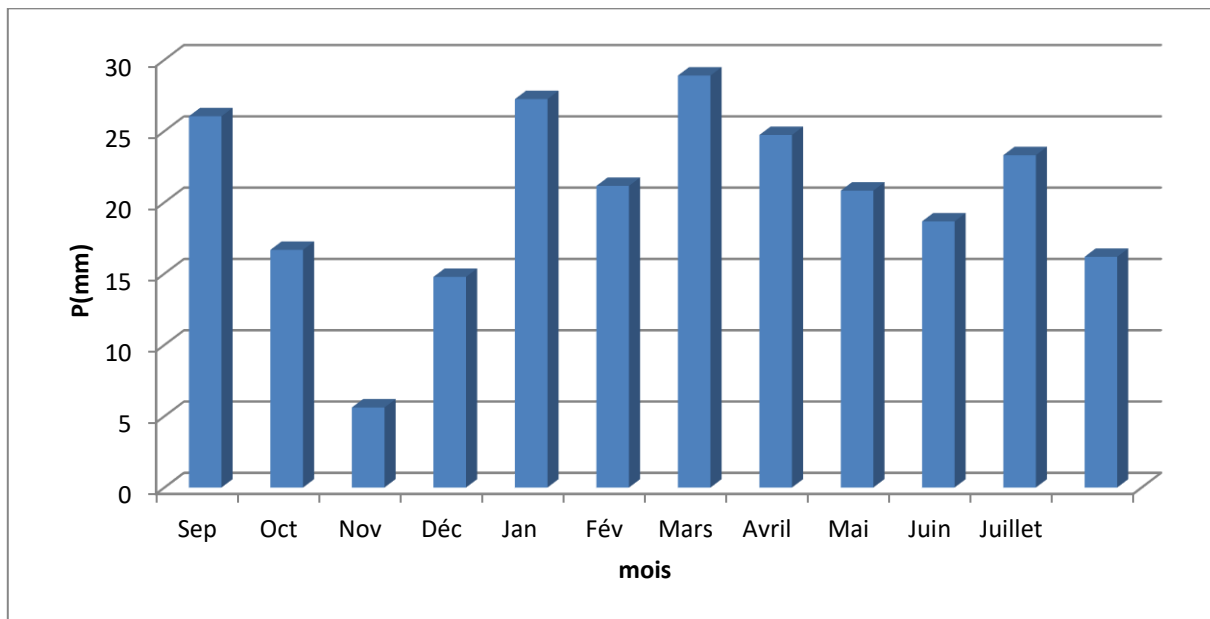


Figure (II-7) : Répartition mensuelle des pluies station Mena

II.2.3.7 Ajustement de la série pluviométrique

Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée. Les lois d'ajustement choisies sont :

- La loi de GUMBEL la
- La loi de GALTON (log-normale)

• La loi de GUMBEL

C'est la loi à double exponentielle, elle est la plus utilisée pour les ajustements des pluies maximales journalières.

La répartition de la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(X_i) = e^{-e^{-Y}} \dots\dots\dots II.10$$

L'équation de la droite de Gumbel s'écrit donc :

$$Y = \alpha(X - X_0) \dots\dots\dots II.11$$

Avec :

- Y : variable réduite de GUMBEL ;
- X : précipitation maximale journalière (mm) ;
- X₀ : ordonnée à l'origine en (mm) ;

On peut écrire :

$$Y = -\ln[-\ln(F(X))] \dots\dots\dots II. 12$$

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

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

$$F(X) = \frac{m - 0,5}{n} \dots\dots\dots II. 13$$

m : rang de précipitation
 n : nombre d'observations(23)

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

$$Y = -\ln[-\ln(F(X))]$$

- Calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x0 »
- Représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.
- Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL.

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$X = \left(\frac{1}{a}\right) + X_0 \dots\dots\dots II. 14$$

Avec :

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

Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

- Nombre d'observations : **23**
- Paramètres : α (Paramètre de l'échelle) =**12,6707** ; μ=**29,6161**
- Quantiles : q = F(X) (probabilité au non-dépassement) ; T=1/(1-q)II.15

Tableau (II-9) : Ajustement pluies journalières max (Gumbel)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (80%)
1000.0	0.9990	120	16	97 - 140
200.0	0.9950	97	12	81 - 110
100.0	0.9900	88	11	74 - 100
50.0	0.9800	79	9.5	67 - 91
20.0	0.9500	67	7.6	57 - 77
10.0	0.9000	58	6.2	50 - 66

Tableau (II-10) : Pjmax fréquentielle (Gumbel)

Période de retour(années)	1000	200	100	50	10
Fréquence (%)	0,1	0.5	1	2	10
Pjmax	120	97	88	79	58

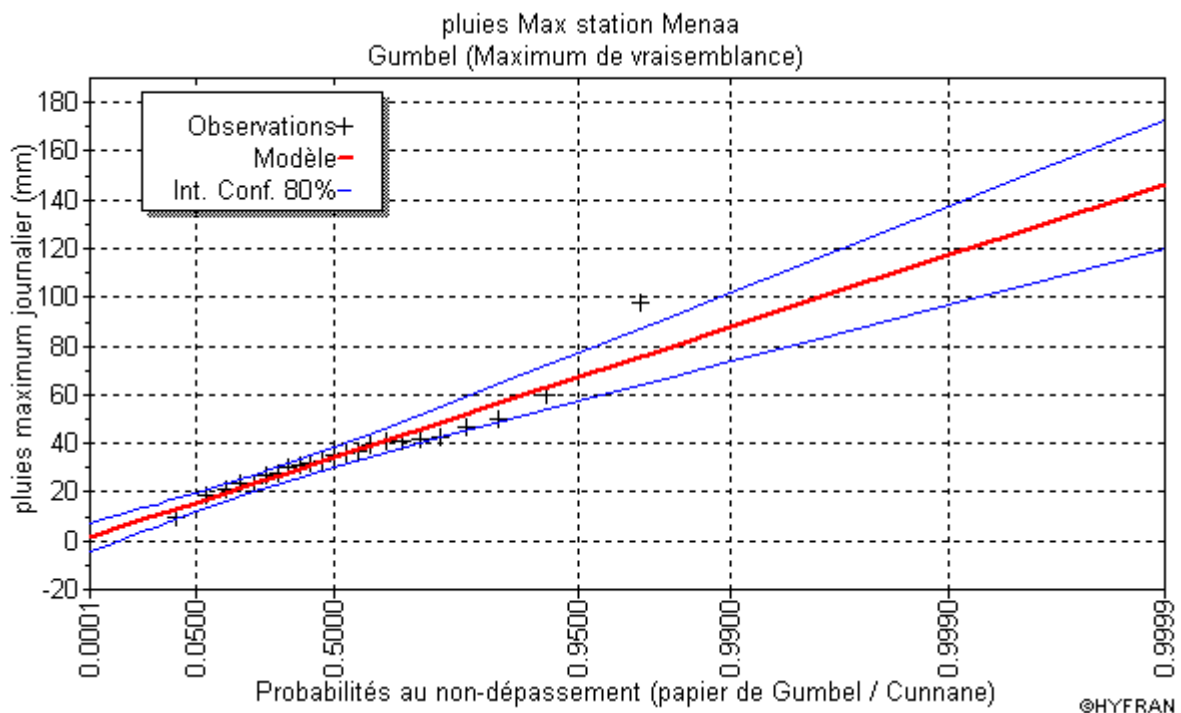


Figure (II-8) : Ajustement Gumbel station pluviométrique Menaâ

- **La loi de GALTON (log-normale)**

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale, La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\mu} \int_{-\infty}^{+\infty} e^{-\frac{u^2}{2}} du \dots\dots\dots II.16$$

Où :

$$u = \frac{\log(X - X_0) - a}{b} \dots\dots\dots II.17$$

Ici nous considérerons que c'est la variable log(x-x₀) qui suit une loi de Gauss à deux paramètres :

a : la moyenne des log(x-x₀)

b : l'écart-type des log(x-x₀)

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n \log(X_i - X_0)}{n} \dots\dots\dots II.18$$

$$b = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \log^2 (X_i - X_0) - na^2}{n - 1}} \dots\dots\dots II.19$$

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

$$\text{Log}X(P\%) = \overline{\text{Log}x} + \sigma \text{Log}\mu (p\%) \dots\dots\dots II.20$$

Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale)

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau :

- Nombre d'observations : **23**
- Paramètres : $\sigma=0.443371$; $\mu=3.51539$
- Quantiles : q = F(X) (probabilité au non-dépassement) ; T=1/(1-q).

Tableau (II-11) : Ajustement pluies journalières max (log normale)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (80%)
1000.0	0.9990	130	30	94 - 170
200.0	0.9950	110	21	79 - 130
100.0	0.9900	94	17	72 - 120
50.0	0.9800	84	14	66 - 100
20.0	0.9500	70	10	57 - 83
10.0	0.9000	59	7.5	50 - 69

Tableau (II-12) : Pjmax fréquentielle (log normale)

Période de retour (années)	1000	200	100	50	10
Frequence (%)	0,1	0.5	1	2	10
Pjmax	130	110	94	84	59

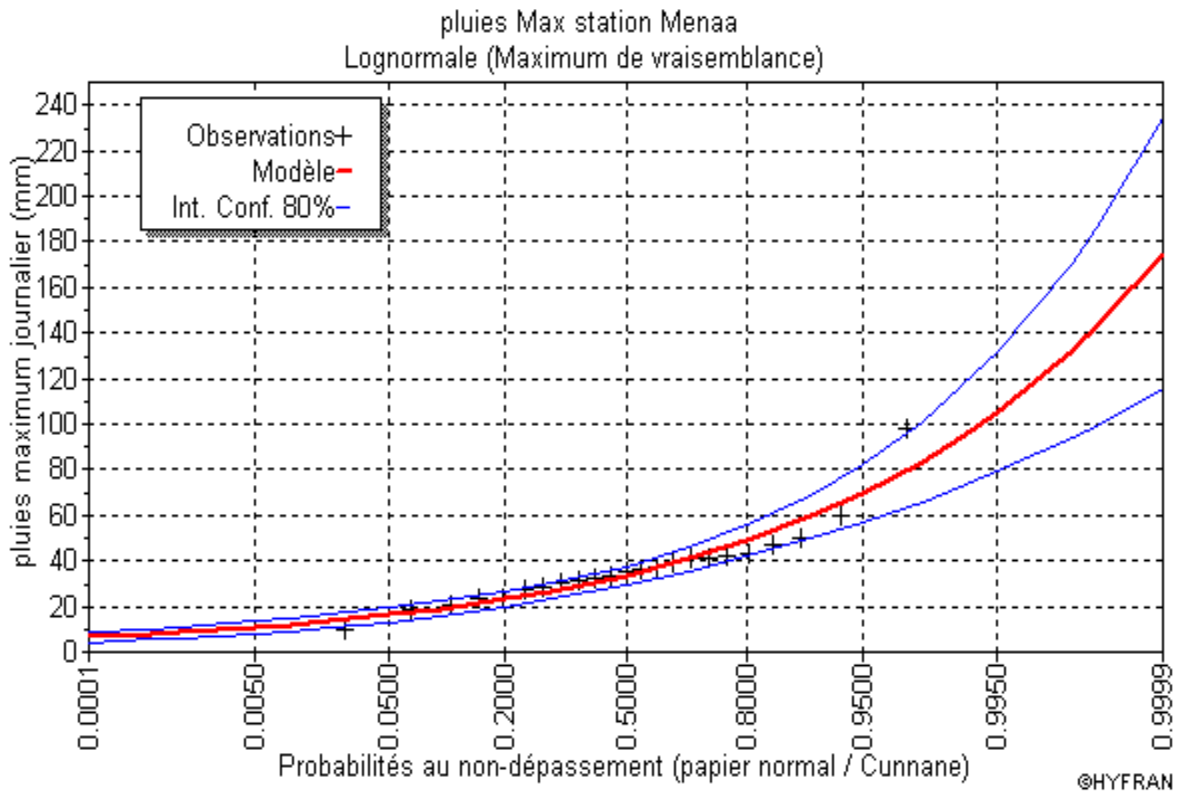


Figure (II-9) : Ajustement log normal station pluviométriques Menaâ

Etude comparative entre les différentes lois d’ajustement :

Ces critères de choix sont liés à un ajustement graphique d’abord et ensuite à un test de dispersion, l’allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord d’accepter ou rejeter la loi (toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

Le test de dispersion permet d’accepter ou de rejeter l’appartenance d’une population de débits à une loi donnée en fonction d’un seuil de tolérance fixé a priori (en général 5%), un des tests les plus utilisés est le test du χ^2 (Khi 2) ou le test de **Pizzeti – Person**, cependant, une question délicate se pose :

Quelle loi choisir lorsque plusieurs d’entre elles sont adéquates ?

Devant un tel problème, les critères de choix pouvant être retenus sont :

- A qualité égale, la loi qui a le moins de paramètres est à retenir.
- A qualité égale et nombre de paramètres égal, il faut comparer les estimations des deux lois, si ces estimations sont voisines, il faut retenir la plus simple, si elles sont nettement différentes, il faut prendre une nouvelle loi quitte à prendre un paramètre supplémentaire.

D’après les résultats obtenus on remarque qu’à partir les deux méthodes (Gumbel et Galton) on trouve que la série de pluies maximale journalière de la station de Menea suit la loi de Galton parce que presque tous les points sont à l’intérieure de l’intervalle.

II.3 Etude des pluies de courtes durées

A partir des pluies journalières maximales nous calculons les pluies de courte durée de même fréquence en utilisant la relation suivante [3] :

$$P_{tc} = P_{max.j} \left(\frac{T_c}{24} \right)^b \dots \dots \dots \text{II. 21}$$

Où :

- P_{tc} : pluie de courte durée de fréquence donnée(mm)
- P_{maxj} : pluie max. journalière de même fréquence(mm)
- T_c : temps de concentration (heure)
- B : coefficient climatique. En Algérie (**b = 0,36 ÷ 0,42**) on prend (**b= 0.33**)

Tableau (II-13) : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période de retour(années)	1000	200	100	50	10
Fréquence (%)	0,1	0.5	1	2	10
Pluies de courte durée (mm)	68.26	57.76	49.36	44.11	30.98

En raison de l’absence de mesures hydrométriques, la détermination des crues de projet a nécessité l’utilisation des formules de **Turazza** et de **Giandotti** qui donnent des résultats acceptables concernant les débits estimés de l ‘Oued de la retenue collinaire.

• **FORMULE DE TURAZZA**

La formule de TURAZZA tient compte des pluies maximales de courte durée, de l’intensité des pluies, de la superficie et du temps de concentration.

$$Q_{max} = \frac{c \times P_{tc} \times s}{3.6 \times t_c} = \frac{1}{3.6} s \times I_t \times c \dots \dots \dots \text{II. 22}$$

Où

- P_{tc} : pluie de courte durée pour un temps t = T_c
- S : superficie du bassin versant (Km²)
- T_c : temps de concentration (heure)
- I_t : intensité de la pluie (mm/h)
- C : coefficient de ruissellement (**0.8÷0.3**).

• **FORMULE DE GIANDOTTI [8]**

La formule de Giandotti représente le rapport entre le débit instantané et le débit moyen journalier.

$$\frac{Q_{inst}}{Q_T} = \frac{P_{Tc}}{P_{maxj}} \times \frac{24}{T_c} \dots\dots\dots II.23$$

Avec :

QT : débit moyen journalier de temps de retour T

QT est calculé par la formule de **SAMIE** :

$$Q_T = \frac{C_r \times P_T \times S}{108} \dots\dots\dots II.24$$

Cr : coefficient de ruissellement en grande crue Cr=0,90

S : surface du BV ;

• **FORMULE DE SOKOLOVSKY**

Elle est donnée sous la forme suivante :

$$Q_{max} = \frac{(0.28 \times P_{tc} \times C \times S \times F)}{T_c} \dots\dots\dots II.25$$

Où :

Ptc : pluie de courte durée pour un temps.

S : superficie du bassin versant ;

Tc : temps de montée de la crue Tm=Tc=**1.82heure**.

F : Coefficient de la formule de l’hydrogramme. **0,75**.

Les résultats obtenus par les trois formules citées ci-dessus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (II-14) : Débit Max

Période de retour (années)	1000	200	100	50	10
Formule de TURAZZA	131.28	111.08	94.93	53.02	37.24
Formule de GIANTOTTI	61.81	52.30	44.69	39.94	28.05
Formule de SOKOLOVSKY	43.14	36.50	31.19	27.87	19.58
Débit proposé (m³/s)	61.81	52.30	44.69	39.94	28.05

II.4 Étude des apports

L'étude des apports permet de quantifier les potentialités en eau du bassin, et d'estimer le régime hydrologique en termes d'écoulement, à partir de l'apport moyen interannuel, ce qui permet d'estimer les apports d'un barrage et donc sa capacité. Cependant, cette analyse est purement statistique. Un relevé de données hydrométriques observées au droit du barrage/retenue ou proche du site doit faire l'objet d'analyses statistiques.

II.4.1 Apports moyens annuels

En raison de l'absence des stations hydrométriques sur l'Oued, l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques :

- Formule DERI 1977
- Formule de MALLET et GAUTHIER
- Formule ANRH

• **Formule DERI 1977 [7]**

$$L_e = 11.8 \left(\frac{P_a}{1000} \right)^{2.82} \times 31.536 \dots\dots\dots II.26$$

$$A = L_e \times s \times 10^{-3} \dots\dots\dots II.27$$

- Pa : Pluie moyenne annuel (mm)
- Le : lame d'eau ruisselée (mm).
- A : apport moyen annuel (hm³/an)
- S : surface de bassin versant (m²)

• **Formule de MALLET et GAUTHIER**

$$L_e = 0.6 \times P \times (1 - 10^{-0.36P^2}) \times 10^3 \dots\dots\dots II.28$$

• **Formule ANRH [7]**

$$L_e = P \times (1 - 10^{-Kp^2}) \times 10^3 \dots\dots\dots II.29$$

Où :

$$K = a - 0.01 \log s$$

Avec : **a=0.18**

Les résultats de calcul de l'apport sont résumés dans le tableau (II-15) :

Tableau (II-15) : Estimation des apports liquides par les formules empiriques

Formules	DERI 1977	MAILLET et GAUT	ANRH
Lame d'eau écoulé (mm)	6.98	7.06	5.56
Apports moyens annuels (Hm ³)	0.110321	0.111616	0.087963

Après analyse des résultats des différentes formules nous considérons que la valeur de la lame d'eau ruisselée est de **6.53 mm** engendrant un apport liquide moyen de **0.103300 Hm³ / an**.

La distribution moyenne mensuelle des apports liquides sur l'Oued de la retenue est portée dans le tableau (II-16) :

Tableau (II-16) : Distribution moyenne annuelle des apports

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Σ
%	10.67	6.83	2.30	6.05	11.16	8.67	11.84	10.13	8.53	7.65	9.55	9.63	100
A (hm ³)	0,011	0,007	0,002	0,006	0,012	0,009	0,012	0,010	0,009	0,008	0,010	0,007	0.1033

Les apports baissent considérablement durant la période s'étendant du mois de juin au mois d'Août sont présentée par la figure (II-10) :

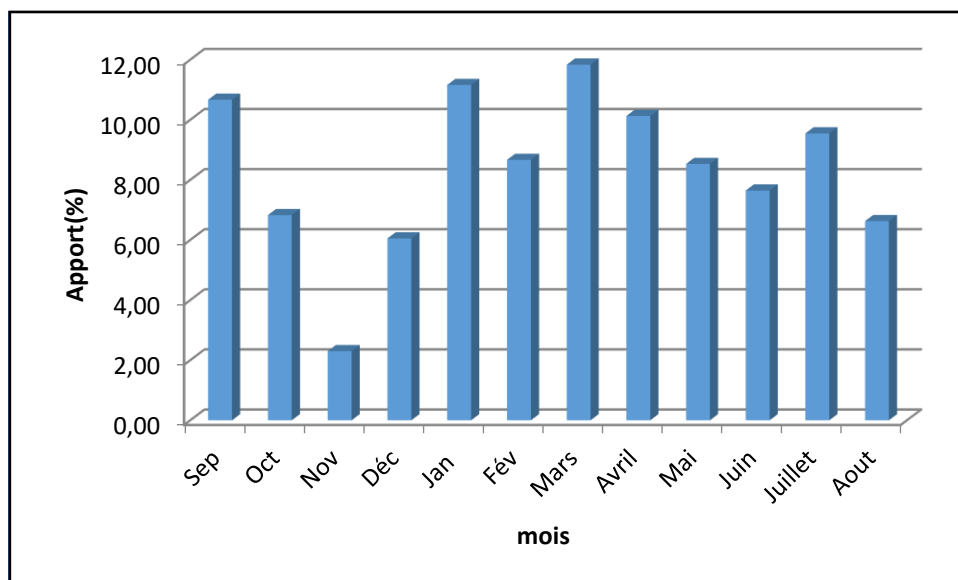


Figure (II-10) : Distribution moyenne annuelle des apports.

II.4.2 Calcul des Apports fréquentiels

Nous adoptons la distribution **LOG NORMALE** (GALTON) qui s’ajuste bien en général aux séries observées, l’expression de la loi s’écrit [3] :

$$A_{max, P\%} = \frac{\bar{A}_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu_{P\%} \sqrt{\ln(C_v + 1)}} \dots \dots \dots \text{II. 30}$$

A% : Apport de fréquence donnée.

$\mu_{P\%}$: Variable réduite de Gauss est donnée par : $\mu = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$

\bar{A}_0 : Apport moyen annuel [Mm³].

C_v : Coefficient de variation de la série des pluies.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (II.17).

Tableau (II-17) : Les apports liquides de différentes fréquences

Période de retour (années)	2	5	10	20	5 seche	10 seche
Fréquence %	50	20	10	5	80	90
U	0	0.84	1.28	1.65	-0.84	-1.28
Apport liquide (Hm ³)	0.079	0.146	0.203	0.265	0.042	0.031
Lame d’eau ruisselée (mm)	4.98	9.25	12.81	16.75	2.68	1.94
Débits (m ³ /s)	0.002	0.005	0.006	0.008	0.001	0.001

II.5 Caractéristiques de l’écoulement

II.5.1 Module de l’écoulement [7]

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots \dots \dots \text{II. 31}$$

Avec :

A₀ : Apport moyen annuel ;

T : Temps d'une année en secondes **T = 3,1536.107s** ;

AN : **M_e=0,003275 m³/smoi**

II.5.2 Module de l'écoulement relatif [7]

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots II.32$$

Avec :

M_e : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

AN : $M_0=0,000207 \text{ m}^3/\text{s}/\text{Km}^2$
--

II.5.3 Lamme d'eau écoulée [7]

Elle est estimée comme suit :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots II.33$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel

S : Superficie du bassin (Km²).

AN : $L_e=6,53 \text{ mm}$
--

Variabilité de l'apport (coefficient de variation)

Pour les cours d'eau non jaugés, on a recours généralement soit à l'analogie des Oueds observés, soit aux formules empiriques.

$$C_v = \frac{0.70}{M_0^{0.125}} \times K_s \dots\dots\dots II.34$$

M_0 : module spécifique l/s/Km²

K_s : coefficient de réduction qui tient compte de la pérennité de l'oued ($K_s= 1$ pour les oueds temporaires et $K_s = 0,25$ pour les oueds pérennes).

Dans notre cas : **$K_s = 1$**

AN : $C_v =0,85$

II.6 Apports solides et l'estimation du volume mort

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie.

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval.

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide.

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement.

En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant.

L'estimation du volume d'envasement du barrage a été faite en utilisant la relation de SOGREAH -TIXERONT (1969) :

- **SOGREAH -TIXERONT (1969) [7] :**

$$T_a = 75L_e^{0.15} \dots \dots \dots \text{II.35}$$

Où :

L_e : lame d'eau écoulée, mm (**$L_e = 6.54\text{mm}$**).

T_a : taux d'abrasion, T/Km²/an.

On trouve un taux d'abrasion égal à :

$T_a = 127.31 \text{ T/Km}^2/\text{an}$

En considérant un poids spécifique de **1,6T/m³**, le volume mort ou garde d'envasement se calcule comme suit :

$$V_{mort} = \frac{S \times T_a \times t}{1.6} \dots \dots \dots \text{II.36}$$

Où :

t : est la durée de vie du barrage en années (Dans notre cas on prendra t = 10années).

AN : $V_{mort} = 9822.22 \text{ m}^3$

II.7 Etude des crues

Les crues constituent un des risques principaux affectant la sécurité des barrages. Le bulletin 99 de la Commission Internationale des Grands barrages (CIGB) montre que plus d'un tiers des accidents graves ayant affecté des barrages sont causés par le passage des crues. Dans les études hydrologiques des crues, le principal objectif est la détermination de la crue de conception, presque toujours est abordée en termes de probabilité, ce qui permet le calcul pour une certaine période de retour le débit de projet.[4]

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau, en un point donné, est évidente, en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité de calculer certain ouvrages d'art en vue de leur éventualité ; les dimensions des évacuateurs de crues des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation, etc...,les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes.

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

Les paramètres définissant une crue est :

- Le volume de la crue.
- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).

II.7.1 Hydrogrammes et volume de crue

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

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

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.[11]

- **Pour de montée de la crue :**

$$Q_t = Q_{max} \times \left(\frac{T}{T_m}\right)^n \dots\dots\dots II.37$$

- **Pour la décrue :**

$$Q_t = Q_{max} \times \left(\frac{T_d - T}{T_d}\right)^m \dots\dots\dots II.38$$

Tm : temps de montée de la crue, et **n = 2**.

Td : temps de décrue ; $td = \delta t_m$ (Sokolovsky), et **m = 3**.

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2÷4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin. (**$\delta=2,5$**)

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

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

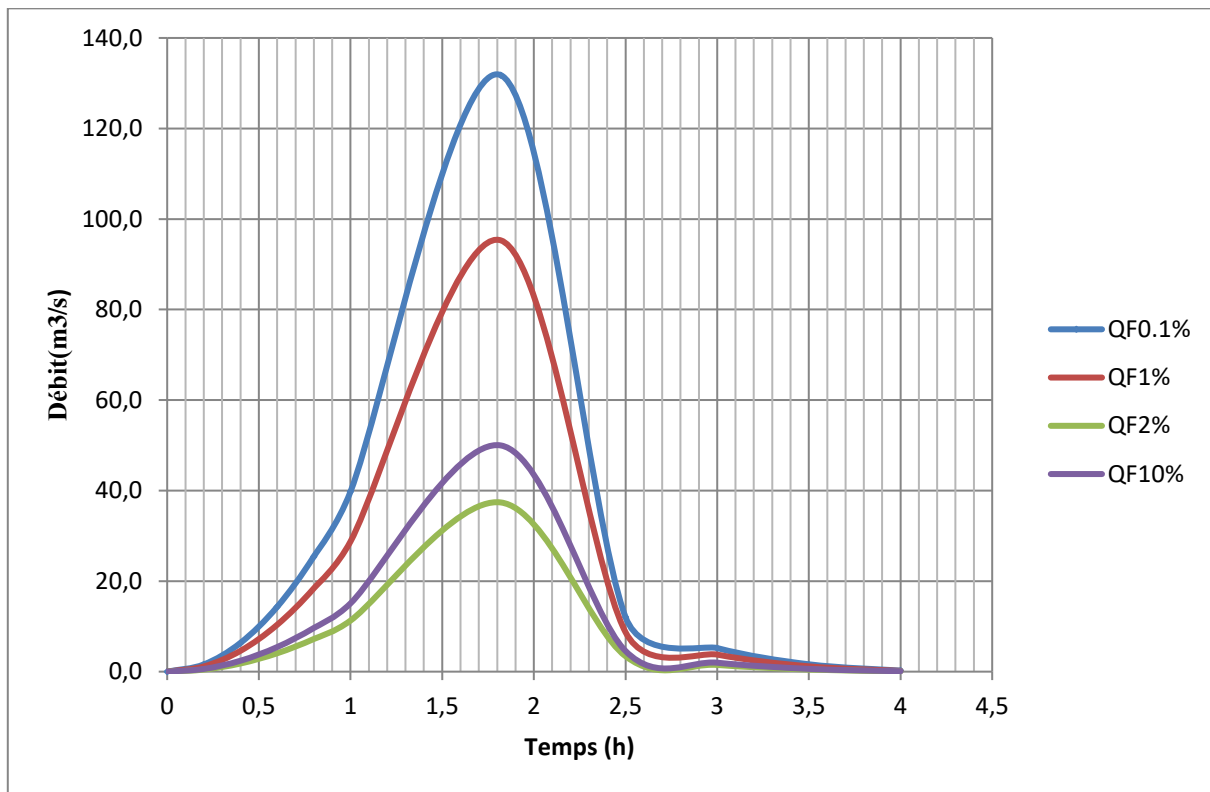


Figure (II-11) : Hydrogramme de crue

Tableau (II-19) : Volume de crue

Période de retour (années)	1000	500	100	50	10
Volume de crue (hm ³)	0,863	0,730	0,624	0,349	0,245

II.7.2 Estimation de la crue de projet

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

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable.

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

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

- Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB)
- Le C.T.G.R.E.F.

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

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

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

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

Tableau (II.21) : Crues de projet recommandé.

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

Donc la crue du projet recommandée selon le comité Australien des grands barrages est de 10000 ans, parce que dans notre cas les dommages sont très importants mais sans perte de vies humaines considérable, d'où : $Q_{crue} = 61.81 \text{ m}^3/\text{s}$

II.8 Régularisation des débits

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

Les calculs de la régularisation sont fondés sur le bilan hydrique de la retenue pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume de la retenue le plus important du point de vue capacité. Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions de garantie sont les outils de base pour les calculs. Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir de la retenue. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie.

Pour procéder à ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

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

II.8.1 Courbes Hauteur / Surface / Capacité

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

Après les levées topographiques de la surface de la retenue collinaire, et à partir de l'équation suivante on trace la courbe, HAUTEUR /SURFACE /CAPACITE.

$$\Delta V = \frac{1}{3} \Delta h (S_1 + S_2 + \sqrt{S_1 \times S_2}) \dots \dots \dots II.39$$

Où :

ΔV : volume partiel de la retenue collinaire.

Δh : la hauteur entre h_n-h_{n+1} .

S1 : surface partielle 1.

S2 : surface partielle 2.

L'établissement du Plan d'eau en courbe de niveau donne d'une part les variations du volumes de la retenue en fonction de la cote du Plan d'eau, ce qui permettra de fixer la variation de la retenue normale et d'autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la cote du Plan d'eau, ce qui permettra de calculer les pertes par évaporation.

Tableau (II.22) : Caractéristiques topographiques de la retenue

Altitude	Δh	Superficie (Km ²)	Volume Partiel (hm ³)	Volume Cumulé (hm ³)
587				
	1		0,000101	0,000101
588		0,0003041		
	1		0,000603943	0,000705
589		0,00096579		
	1		0,001485429	0,002191
590		0,0020749		
	1		0,002619692	0,004810
591		0,00320529		
	1		0,004071679	0,008882
592		0,0050046		
	1		0,005843405	0,014726
593		0,00672447		
	1		0,008104889	0,022830
594		0,0095687		
	1		0,010687595	0,033518
595		0,011847		
	1		0,013825808	0,047344
596		0,015904		
	1		0,017271243	0,064615
597		0,01867557		
	1		0,020086511	0,084702
598		0,0215313		
	1		0,023057377	0,107759
599		0,0246179		
	1		0,026653738	0,134413
600		0,0287428		
	1		0,033089804	0,167502
601		0,0376363		

**COURBE DE REMPLISSAGE DE LA
RETENUE COLLINAIRE BENI SOUK**

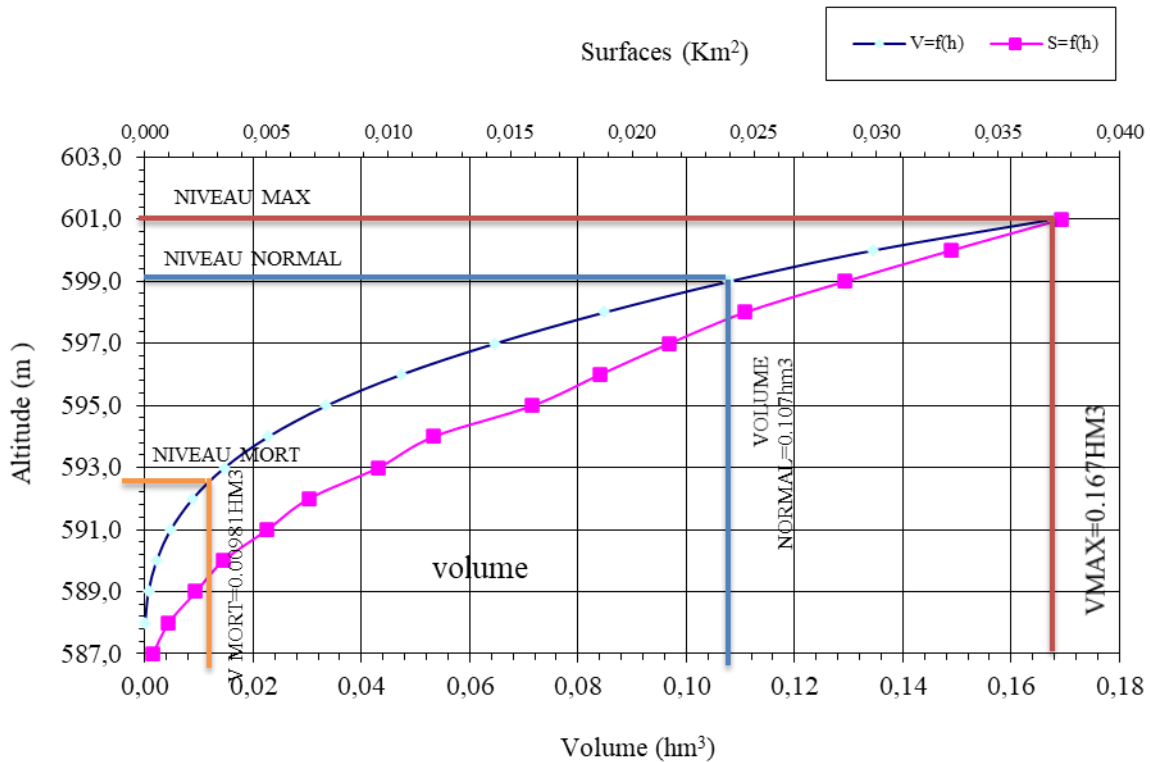


Figure (II.12) : Courbes caractéristiques de la retenue

II.8.2 Détermination de la garantie de la restitution

Les volumes mobilisés des retenues collinaires sont destinés pour l’irrigation dont la garantie de restitution est généralement prise égale à P = 80% (4 années sur 5) qui répond à une marge des risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influent directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture. Dans notre cas la retenue aura comme but la réalisation d’un stock d’eau pour l’irrigation.

II.8.3 Détermination La surface irriguée

La surface irriguée à partir de l’équation suivante :

$$S_{irriguée} = \frac{V_u}{besoin} \times 100 \dots \dots \dots II.40$$

Où :

V_u : Volume utile en m³

Sirriguée=32ha

II.8.4 Détermination des besoins

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation.

Les besoins mensuels pour une surface irriguée de 32ha, figurent dans le tableau suivant :

Tableau (II.23) : Estimation des besoins mensuels pour l'irrigation

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Année
Bi%	6,10	1,39	0	0	0	0	0	4,74	12,94	21,07	29,73	23,72	100%

II.8.5 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

La méthode du bilan hydrique basée sur la formule suivante :

$$C_r = V_{initiale} + A_i - \sum pertes \dots\dots\dots II.41$$

Où :

Cr : Capacité de la retenue.

V_{inital} : Volume au début du mois.

A₁ : apport mensuel.

Bi : Besoins =6768m³

$$\sum pertes = V_{evap} + V_{inf} + B_i \dots\dots\dots II.42$$

- **Pertes par évaporation :**

Tableau (II.24) : Répartition de l'évaporation (en %)

Mois	Sep	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Aoû	Som
E Moy (mm)	259.27	162. 24	116.30	97. 11	90.40	104. 36	155.69	200. 23	259.51	336. 34	366. 52	238.63	2483.60

On a :

$$V_e = E_s \times S_{moy} \dots\dots\dots II.43$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyenne

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \dots \dots \dots II.44$$

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

• **Pertes par infiltration :**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots \dots \dots II.45$$

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

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau (II-52)

Tableau (II.25) : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

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

II.8.6 Détermination du volume utile et côte NNR

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

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

$$V_T = V_u + V_{mort} \dots \dots \dots II.46$$

Où :

V_T : Volume total (107 759,00 m³).

V_u : Volume utile en m³

V_{mort} : volume mort (9822,22 m³).

$V_u=97936,78 \text{ m}^3$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux d'annexe (1,2,3,4,5).

Pour l'étude de la régularisation nous avons considéré la cote du niveau de retenue normale et le volume correspondant suivants :

- Niveau normal de retenue : **599m**
- Volume niveau normal : **0,107 hm³**
- Volume mort : **9822 m³**.

Ainsi, La retenue sera dimensionnée pour un apport de fréquence 80% ; c'est -à -dire huit années sur dix.

Les résultats sont exprimés en termes de :

- Besoins régularisables : Les volumes qui représentent les besoins initiaux.
- Besoins régularisés ou volume régularisé net.
- Taux de satisfaction : c'est le rapport entre le volume régularisé et le volume régularisable.
- Nombre de mois déficients : c'est la période où le barrage est déficient entre volume régularisé et l'apport liquide.
- Nombre de mois rejet : c'est la période où le barrage est évacué ou déversé les eaux des crues.
- Efficience du barrage : c'est le rapport entre volume régularisé et la capacité.

Tableau (II.26) : RECAPITULATIF DE LA REGULARISATION

B Régularisable	B régularisé	Tsat	NDéf Mois	EffB	Eff hydro
110000	79682	72.44	2	77.13	77.13
100000	78962	78.96	2	73.28	76.43
98500	77680	80.06	2	73.18	76.33
90000	77680	86.31	1	72.09	75.19
80000	76252	95.32	1	70.76	73.81

II.9 LAMINAGE DES CRUES

L'atténuation du débit de pointe de l'hydrogramme de crue par moyens naturels ou artificiels s'appelle laminage de crue. L'atténuation naturelle est due essentiellement aux pertes d'énergie par frottements sur le fond et les berges. Si l'onde de crue trouve sur son passage un réservoir muni d'un système de vidange quelconque, un certain volume de crue servira à remplir le réservoir jusqu'à la cote de déversement. Ensuite le débit sortant suivra la courbe caractéristique des vannes du fond et

l'hydrogramme de sortie présentera une pointe plus faible et décalée dans le temps par rapport à l'hydrogramme d'entrée (Figure II-13).

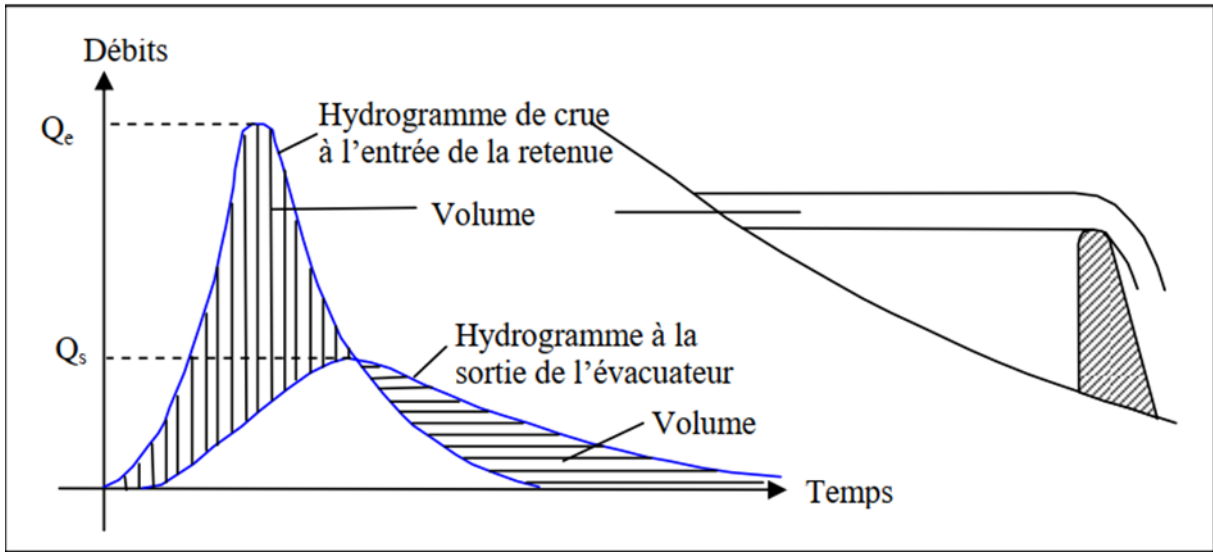


Figure (II.13) : Hydrogramme de crue à l'entrée de la retenue et a la sortie de l'évacuateur

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad \dots \dots \dots \text{II.47}$$

Où :

Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad \dots \dots \dots \text{II.48}$$

Où :

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

Après l'identification des crues et la définition de leurs paramètres représentatifs, nous décrivons à présent les conditions hydrologiques de l'amortissement des crues et en particulier l'effet

de laminage engendré par la retenue qui réduit le volume et la pointe des débits instantanés déversés par l'évacuateur.

La définition de la longueur définitive de l'évacuateur de crue est un problème en relation avec l'avant-projet. De ce fait, l'étude du laminage de crue a été réalisée pour de valeurs variables de longueurs du déversoir.

II.9.1 Paramètres utilisés dans le calcul de laminage

II.9.1.1 Courbe surface capacité

$$Hb(T) = V \times K + A$$

Relation qui rend compte d'une droite linéaire.

Cette dernière relation a été prise en considération dans le calcul du laminage des crues, car au-delà de la cote 574 devient approximativement linéaire.

II.9.1.2 Type de déversoir

Le déversoir doit avoir une courbure qui va s'épouser à la lame d'eau déversant. Le déversoir considéré est du type droit avec un coefficient de débit égal à **0,49**. L'expression du débit sortant est montrée par la relation suivante :

$$Q(T) = \mu_d \times \sqrt{2g} \times B \times [H(T) - H_{crit}]^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots \text{II. 49}$$

Où :

B : longueur du déversoir (m)

Hcrit : cote du seuil du déversoir (m)

H(T) : variation de la lame d'eau au-dessus du seuil du déversoir (m)

Q(t) : variation du débit laminé (m³/s).

- **Résultats de laminage**

Le laminage de crues est effectué en considérant la cote du niveau normal de retenue soit **NNR = 599 m**, et un volume correspondant de **V.NNR 0,1077 Hm³**.

Par ailleurs, la hauteur maximale des hautes eaux prise en compte est de **601m** (cote correspondant à la crête de la retenue) à laquelle correspond le volume maximal de **0,167 Hm³**.

Les calculs proprement dits ont été réalisés sur ordinateur et les résultats de laminage de crue pour des longueurs de déversoir considérées sont présentés dans les tableaux (II-27) jusqu'à (II-38).

Tableau (II.27) : récapitulatif pour la fréquence 10%

B (m)	Vb (hm ³)	Hb (m)	T (Mn)	Q0 (m ³ /s)	Hbmax- Hc
14	0.14	599.87	2.00	24.62	0.87
16	0.13	599.80	1.98	24.95	0.80
18	0.13	599.75	1.97	25.20	0.75

Tableau (II.28) : récapitulatif pour la fréquence 1%

B (m)	Vb (hm ³)	Hb (M)	T (Mn)	Q0 (m ³ /s)	Hbmax- Hc
14	0.15	600.50	1.97	40.09	1.20
16	0.14	600.11	1.95	40.52	1.11
18	0.14	600.06	1.95	40.88	1.03

Tableau (II.29) : récapitulatif pour la fréquence 0,1%

B (m)	Vb (hm ³)	Hb (m)	T (Mn)	Q0 (m ³ /s)	Hbmax- Hc
14	0.15	600.51	1.95	56.20	1.51
16	0.15	600.39	1.93	56.70	1.39
18	0.15	600.29	1.93	57.14	1.29

L'étude du laminage fait apparaître un effet de laminage très faible. En effet, si nous prenons une longueur de déversoir **B =16 m** la crue centennale (**Q=44.69m³/s**) est réduite par effet de laminage à un débit de **40.52/s** soit une (réduction) efficience de laminage de **9.33%**,

Il en est de même pour la crue millénaire, (**Q= 61.81 m³/s**) qui est réduite par effet de laminage à la crue de **Qlam 56.70m³/s** soit une efficience de **8.27%**. A l'issue de cette étude de laminage, nous constatons que les ouvrages d'évacuation seront importants par rapport à la retenue elle-même.

Les résultats de laminage des crues pour des longueurs **b (14,16,18)** sont montrés par les figures (II-14) jusqu'à (II-22).

Type du Déversoir : DROIT

Courbe : LINEAIRE

Temps de Concentration : 1.82 Heure(s)

Gamma : 2.50

Hauteur Max : 601.00 M, NGA

Volume Correspondant : 0.17 Hm³

B=14m, 16m, 18m.

F10%, F1%, F0,1%

Tableau (II.30) : Résultats pour la fréquence 10% et b=14

T (Min)	Q(m ³ /s)	Q _o (m ³ /s)	Vb(Hm ³)	Hb(M,NGA)
0.00	0.00	0.00	0.11	599.00
25.00	1.47	0.12	0.11	599.02
51.00	6.12	2.16	0.12	599.17
76.00	13.59	8.32	0.12	599.42
101.00	24.00	18.40	0.13	599.72
126.00	23.18	24.28	0.13	599.86
151.00	17.04	19.55	0.13	599.75
176.00	12.09	14.50	0.13	599.61
201.00	8.20	10.36	0.12	599.49
226.00	5.25	7.14	0.12	599.38
251.00	3.11	4.72	0.12	599.29
275.00	1.70	3.03	0.12	599.22
300.00	0.77	1.82	0.11	599.15
325.00	0.26	1.05	0.11	599.11
350.00	0.05	0.59	0.11	599.07
375.00	0.00	0.34	0.11	599.05

Temps Max : **120.00 Min** ; Q_o Max : **24.62 m³/s** ;

Vb Max : **0.14 Hm³** ; Hb Max : **599.87 M,NGA**

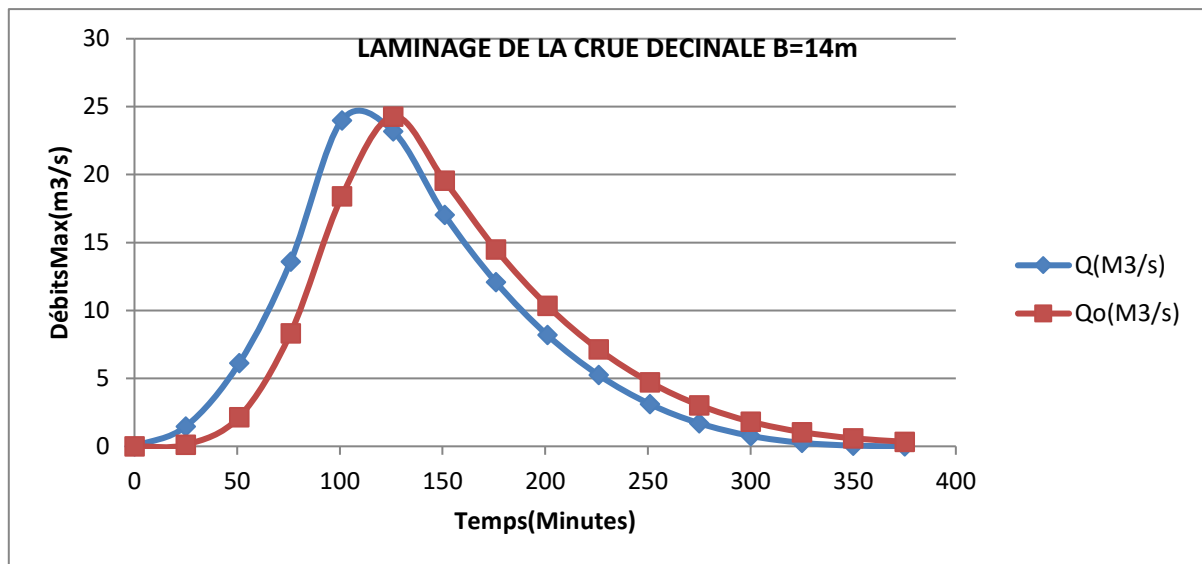


Figure (II.14) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 10% et b=14

Tableau (II.31) : Résultats pour la fréquence 10% et b=16

T (Min)	Q(m ³ /s)	Q _o (m ³ /s)	Vb(Hm ³)	Hb(M,NGA)
0.00	0.00	0.00	0.11	598.00
25.00	1.47	0.55	0.11	598.06
51.00	6.12	4.88	0.11	598.27
76.00	13.59	12.33	0.11	598.50
101.00	24.00	22.72	0.12	598.75
126.00	23.18	23.89	0.12	598.78
151.00	17.04	17.71	0.12	598.64
176.00	12.09	12.71	0.11	598.51
201.00	8.20	8.76	0.11	598.40
226.00	5.25	5.75	0.11	598.30
251.00	3.11	3.55	0.11	598.22
275.00	1.70	2.06	0.11	598.15
300.00	0.77	1.05	0.11	598.10
325.00	0.26	0.47	0.11	598.06
350.00	0.05	0.18	0.11	598.03
375.00	0.00	0.06	0.11	598.01

Temps Max : **112.00 Min** ; Q_o Max : **27.16 m³/s**
 Vb Max : **0.12 Hm³** ; Hb Max : **598.85 M,NGA**

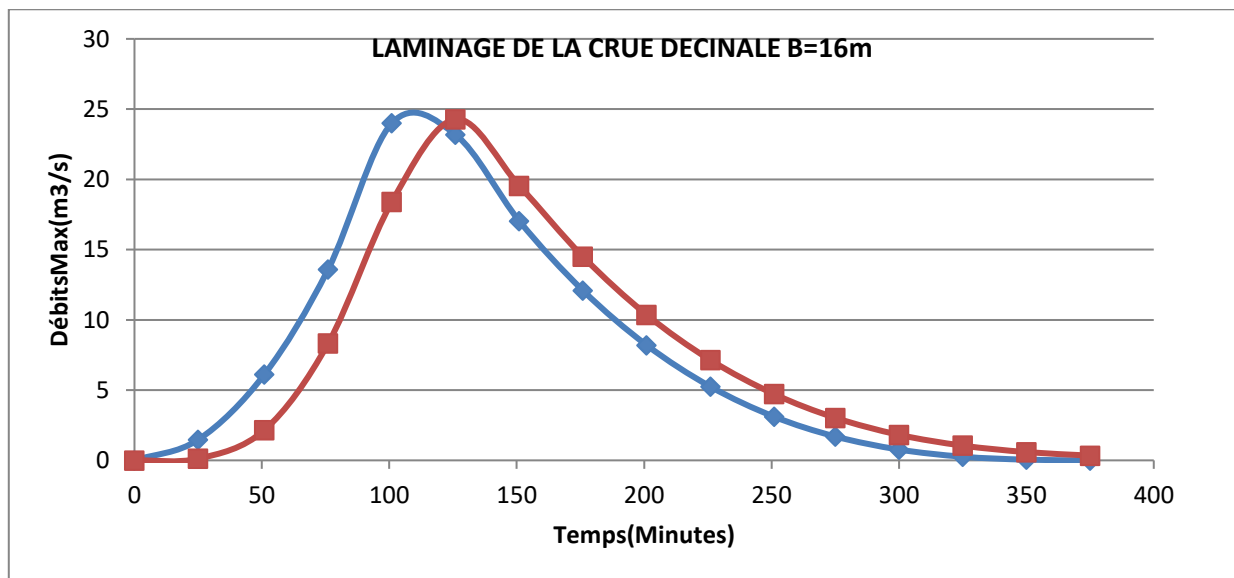


Figure (II.15) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 10% et b=16

Tableau (II.32) : Résultats pour la fréquence 10% et b=18

T (Min)	Q(m ³ /s)	Q _o (m ³ /s)	Vb(Hm ³)	Hb(M,NGA)
0.00	0.00	0.00	0.11	599.00
25.00	1.47	0.15	0.11	599.02
51.00	6.12	2.56	0.11	599.16
76.00	13.59	9.18	0.12	599.38
101.00	24.0	19.40	0.13	599.63
126.00	23.18	24.51	0.13	599.73
151.00	17.04	19.21	0.13	599.62
176.00	12.09	14.11	0.12	599.51
201.00	8.20	10.01	0.12	599.40
226.00	5.25	6.83	0.12	599.31
251.00	3.11	4.46	0.12	599.24
275.00	1.70	2.81	0.12	599.17
300.00	0.77	1.65	0.11	599.12
325.00	0.26	0.91	0.11	599.08
350.00	0.05	0.49	0.11	599.05
375.00	0.00	0.27	0.11	599.04

Temps Max : **118.00 Min** ; Q_o Max : **25.20 m³/s**

Vb Max : **0.13 Hm³** ; Hb Max : **599.75 M,NGA**

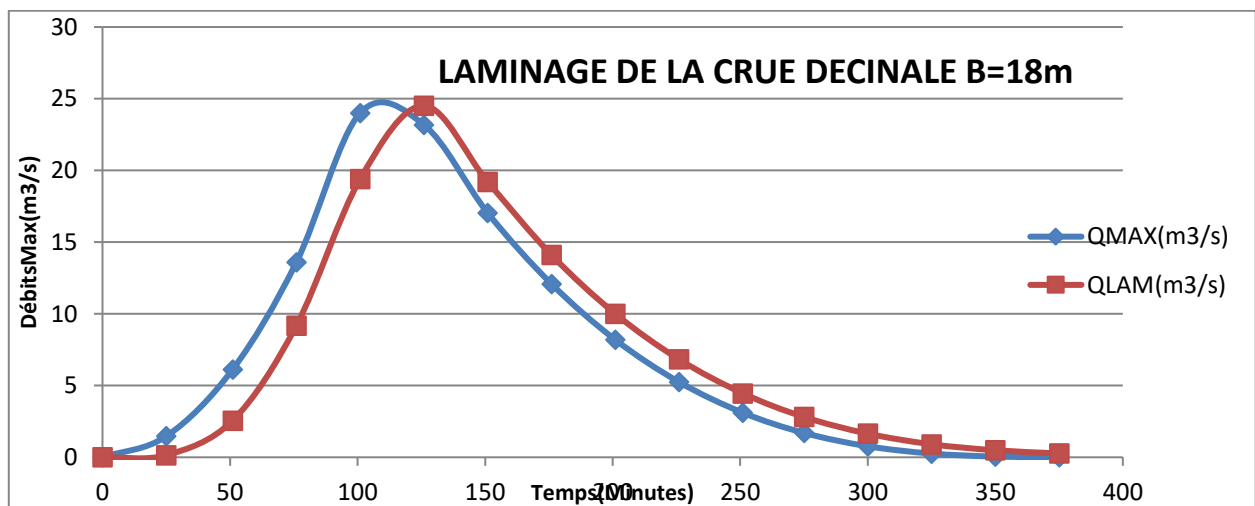


Figure (II.16) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 10% et b=18

Tableau (II.33) : Resultats pour la fréquence 1% et b=14

T (Min)	Q(m ³ /s)	Q _o (m ³ /s)	Vb(Hm ³)	Hb(M,NGA)
0.00	0.00	0.00	0.11	599.00
25.00	2.34	0.24	0.11	599.04
51.00	9.75	4.04	0.12	599.26
76.00	21.65	14.56	0.13	599.61
101.00	38.23	30.85	0.14	600.01
126.00	36.94	39.05	0.14	600.18
151.00	27.14	30.63	0.14	600.01
176.00	19.26	22.51	0.13	599.82
201.00	13.07	15.97	0.13	599.65
226.00	8.37	10.90	0.12	599.50
251.00	4.96	7.12	0.12	599.38
275.00	2.71	4.50	0.12	599.28
300.00	1.22	2.64	0.11	599.20
325.00	0.41	1.46	0.11	599.13
350.00	0.07	0.78	0.11	599.09
375.00	0.00	0.43	0.11	599.06

Temps Max : **118.00 Min** ; Q_o Max : **40.12 m³/s**

Vb Max : **0.14 Hm³** ; Hb Max : **600.20 M,NGA**

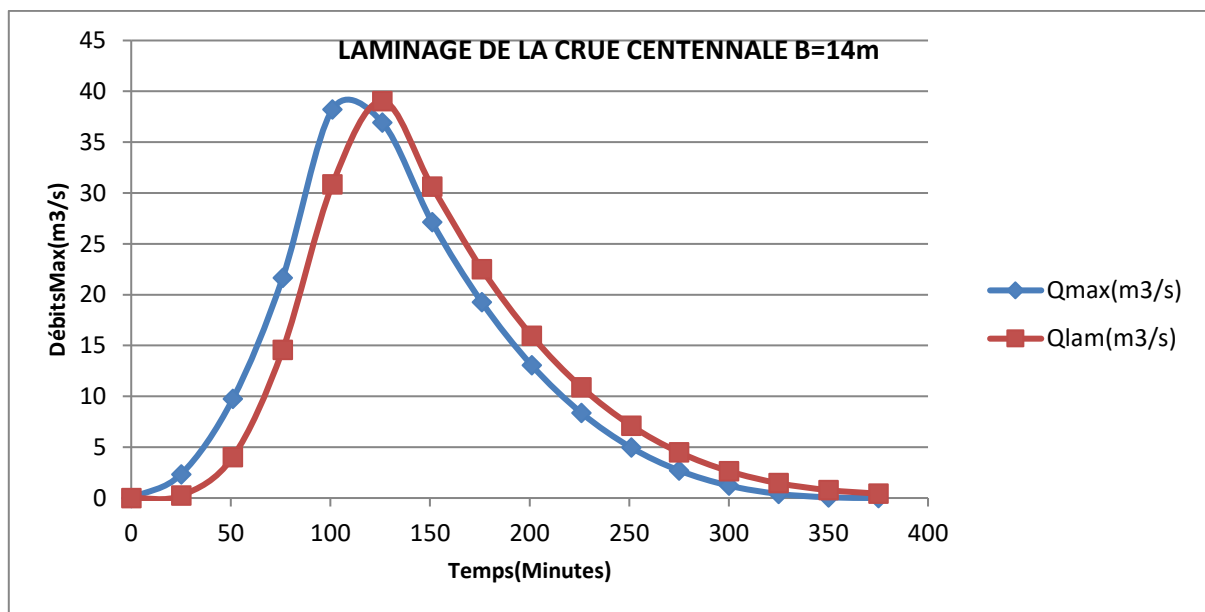


Figure (II.17) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 1% et b=14

Tableau (II.34) : Resultats pour la fréquence 1% et b=16

T (Min)	Q(m ³ /s)	Qo(m ³ /s)	Vb(Hm ³)	Hb(M,NGA)
0.00	0.00	0.00	0.11	599.00
25.00	2.34	0.27	0.11	599.04
51.00	9.75	4.38	0.12	599.25
76.00	21.65	15.20	0.13	599.58
101.00	38.23	31.56	0.14	599.94
126.00	36.94	39.13	0.14	600.08
151.00	27.14	30.36	0.14	599.91
176.00	19.26	22.23	0.13	599.74
201.00	13.07	15.72	0.13	599.59
226.00	8.37	10.68	0.12	599.46
251.00	4.96	6.93	0.12	599.34
275.00	2.71	4.34	0.12	599.25
300.00	1.22	2.51	0.12	599.17
325.00	0.41	1.36	0.11	599.12
350.00	0.07	0.71	0.11	599.07
375.00	0.00	0.38	0.11	599.05

Temps Max : **117.00 Min** ; Qo Max : **40.52 m³/s**

Vb Max : **0.14 Hm³** ; Hb Max : **600.11 M,NGA**

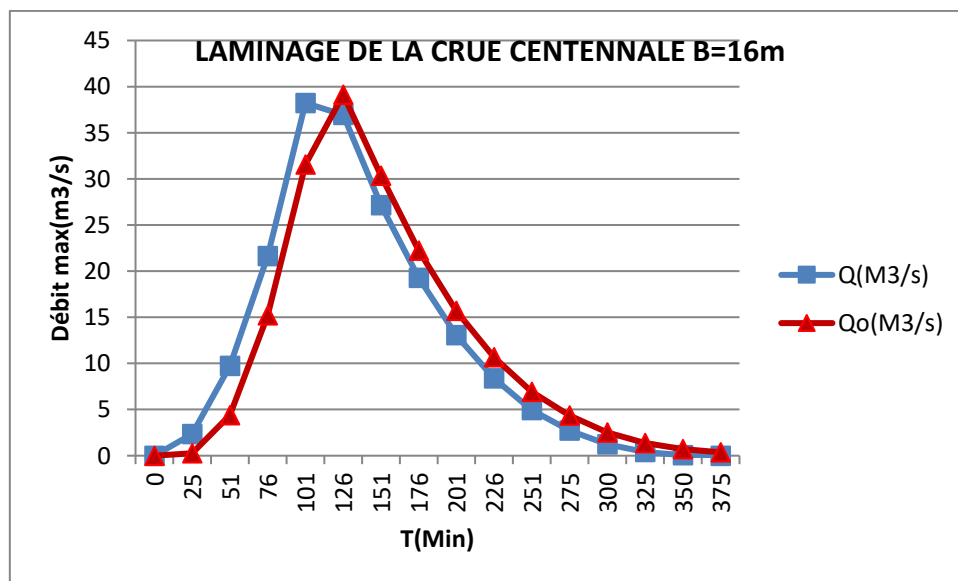


Figure (II.18) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 1% et b=16

Tableau (II.35) : Resultats pour la fréquence 1% et b=18

T (Min)	Q(m ³ /s)	Q _o (m ³ /s)	Vb(Hm ³)	Hb(M,NGA)
0.00	0.00	0.00	0.11	599.00
25.00	2.34	0.30	0.11	599.04
51.00	9.75	4.69	0.12	599.24
76.00	21.65	15.76	0.13	599.55
101.00	38.23	32.16	0.13	599.88
126.00	36.94	39.16	0.14	600.00
151.00	27.14	30.12	0.13	599.84
176.00	19.26	21.99	0.13	599.68
201.00	13.07	15.50	0.13	599.54
226.00	8.37	10.49	0.12	599.42
251.00	4.96	6.77	0.12	599.31
275.00	2.71	4.21	0.12	599.23
300.00	1.22	2.41	0.11	599.16
325.00	0.41	1.28	0.11	599.10
350.00	0.07	0.65	0.11	599.07
375.00	0.00	0.34	0.11	599.04

Temps Max : **117.00 Min** ; Q_o Max : **40.88 m³/s**

Vb Max : **0.14 Hm³** ; Hb Max : **600.03 M,NGA**

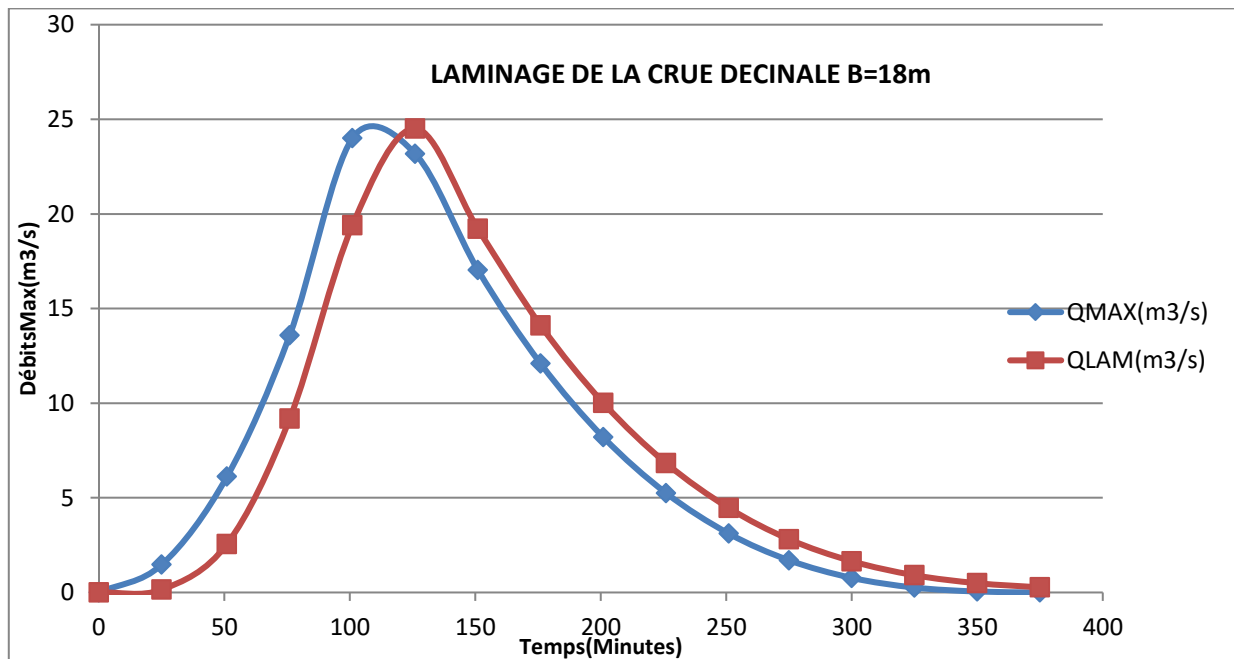


Figure (II.19) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 1% et b=18

Tableau (II.36) : Résultats pour la fréquence 0,1% et b=14

T (Min)	Q(m ³ /s)	Q _o (m ³ /s)	Vb(Hm ³)	Hb(M,NGA)
0.00	0.00	0.00	0.11	599.00
25.00	3.24	0.38	0.11	599.05
51.00	13.48	6.18	0.12	599.35
76.00	29.94	21.26	0.13	599.79
101.00	52.88	43.90	0.14	600.28
126.00	51.09	54.14	0.15	600.47
151.00	37.54	41.90	0.14	600.24
176.00	26.63	30.64	0.14	600.01
201.00	18.07	21.64	0.13	599.80
226.00	11.58	14.70	0.13	599.62
251.00	6.86	9.52	0.12	599.46
275.00	3.74	5.95	0.12	599.34
300.00	1.69	3.43	0.11	599.23
325.00	0.57	1.85	0.11	599.15
350.00	0.10	0.96	0.11	599.10
375.00	0.00	0.51	0.11	599.07

Temps Max : **117.00 Min**, Q_o Max : **56.20 m³/s**

Vb Max : **0.15 Hm³**, Hb Max : **600.51 M,NGA**

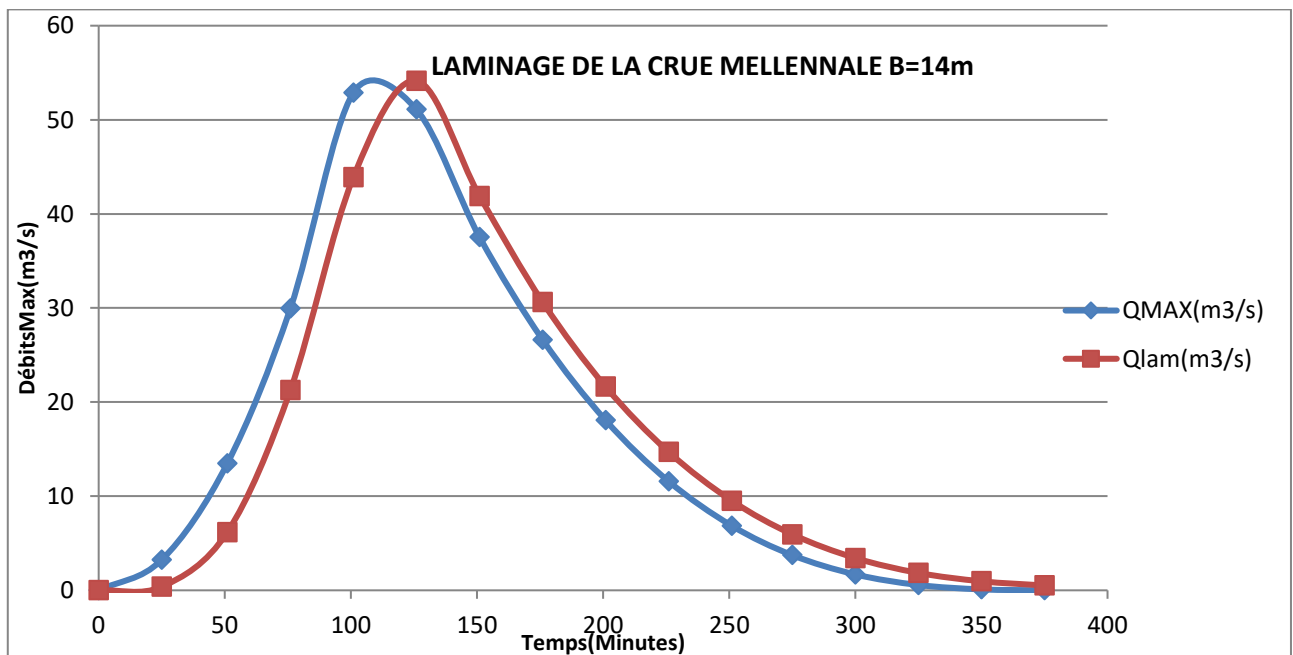


Figure (II.20) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 1% et b=14

Tableau (II.37) : Résultats pour la fréquence 0,1% et b=16

T (Min)	Q(m ³ /s)	Q _o (m ³ /s)	Vb(Hm ³)	Hb(M,NGA)
0.00	0.00	0.00	0.11	599.00
25.00	3.24	0.43	0.11	599.05
51.00	13.48	6.66	0.12	599.33
76.00	29.94	22.08	0.13	599.74
101.00	52.88	44.77	0.14	600.18
126.00	51.09	54.16	0.15	600.34
151.00	37.54	41.54	0.14	600.13
176.00	26.63	30.29	0.14	599.91
201.00	18.07	21.33	0.13	599.72
226.00	11.58	14.42	0.13	599.56
251.00	6.86	9.29	0.12	599.42
275.00	3.74	5.76	0.12	599.30
300.00	1.69	3.28	0.12	599.21
325.00	0.57	1.74	0.11	599.14
350.00	0.10	0.88	0.11	599.09
375.00	0.00	0.45	0.11	599.06

Temps Max : **116.00 Mi** ; Q_o Max : **56.70 m³/s**

Vb Max : **0.15 Hm³** ; Hb Max : **600.39 M,NGA**

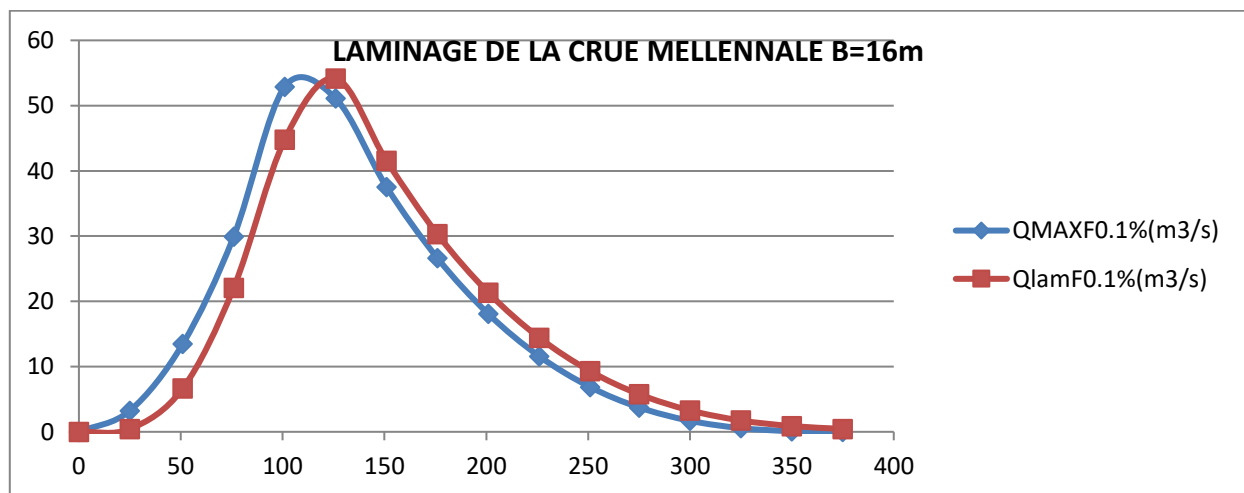


Figure (II.21) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 1% et b=16

Tableau (II.38) : Résultats pour la fréquence 0,1% et b=18

T (Min)	Q(m ³ /s)	Q _o (m ³ /s)	Vb(Hm ³)	Hb(M,NGA)
0.00	0.00	0.00	0.11	599.00
25.00	3.24	0.48	0.11	599.05
51.00	13.48	7.13	0.12	599.32
76.00	29.94	22.81	0.13	599.70
101.00	52.88	45.54	0.14	600.11
126.00	51.09	54.12	0.14	600.24
151.00	37.54	41.20	0.14	600.04
176.00	26.63	29.97	0.13	599.84
201.00	18.07	21.04	0.13	599.66
226.00	11.58	14.18	0.12	599.51
251.00	6.86	9.08	0.12	599.38
275.00	3.74	5.59	0.12	599.27
300.00	1.69	3.14	0.11	599.19
325.00	0.57	1.63	0.11	599.12
350.00	0.10	0.80	0.11	599.07
375.00	0.00	0.40	0.11	599.05

Temps Max : **116.00 Min**, Q_o Max : **57.16 m³/s**

Vb Max : **0.15 Hm³**, Hb Max : **600.29 M,NGA**

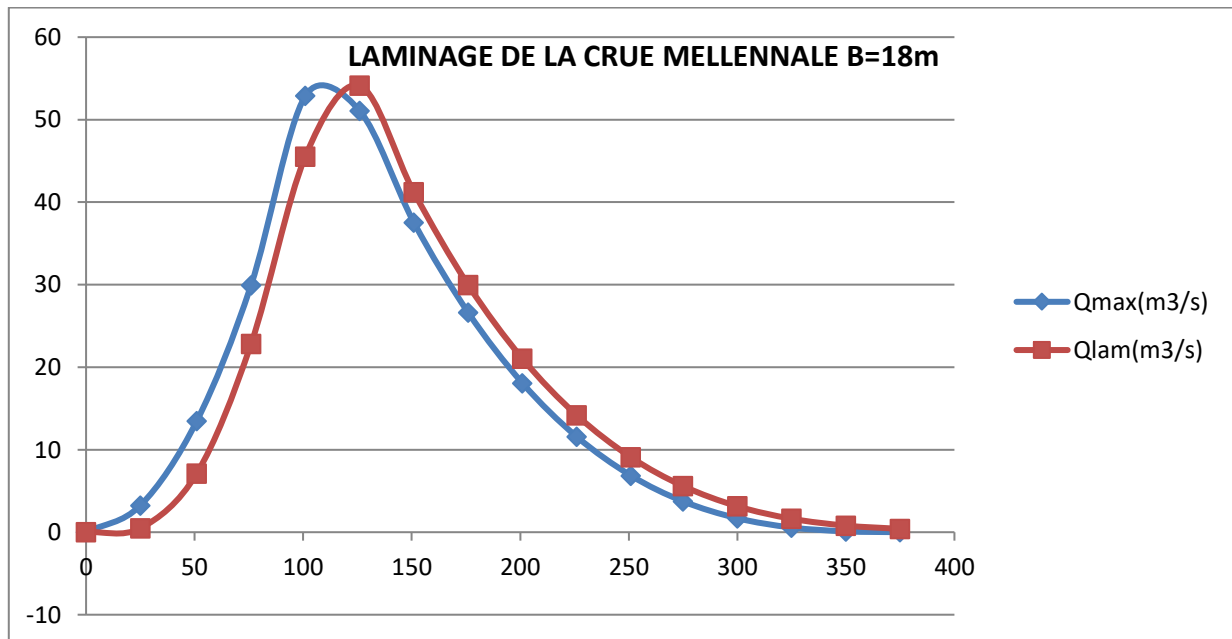


Figure (II.22) : Hydrogramme de crue pour la fréquence 1% et b=18

II.10 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons analysé tous les paramètres hydrologiques régissant la réalisation de la retenue collinaire à savoir les données pluviométriques, les débits, la régularisation de l'écoulement et le laminage de crue effectué. Ce qui nous permet de calculer les principales caractéristiques hydrologiques, tel que notre retenue est d'une capacité de stockage de **107 759,00 m³** et Hauteur totale de **14m** et une surface irrigable 32 ha.

Les résultats obtenus en cette phase de l'étude que ce soit pour les pluies, les débits de projet, la régularisation ou le temps de concentration sont globalement satisfaisant.

CHAPITRE III :

Conception de la digue

III.1 Introduction

Simultanément à la recherche et à la sélection des sites, le projeteur doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, au vu des conditions et contraintes locales qu'il aura relevées, en fait, si l'éventail des barrages est assez large, quelques critères simples permettront très vite de distinguer deux ou trois variantes, généralement, et de manière succincte, on peut classer les barrages en deux catégories :

- Les barrages en remblai (terre, enrochement, avec parfois une partie en gabions), capable de s'adapter à l'éventuels mouvement de substratum, les matériaux de construction sont en outre bon marché, cette catégorie est souvent la mieux adaptée au contexte africain.
- Les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie, leur capacité de déformation est relativement faible, ils ne s'accommodent, sauf exception, que de fondations rocheuses saines et peu déformables et leur coût n'est pas raisonnable que si la cuvette se ferme sur un verrou de faible largeur, facile à obstruer, dans cette catégorie, on distingue les barrage-poids (béton et maçonnerie), les barrages-voûtes (béton) et les barrages à contreforts (béton armé).

Le choix du type de barrage à implanter dépend essentiellement des études ; topographiques, géologiques, géotechniques et l'aspect technico-économique.

- L'étude topographique permet la localisation des axes probables sur le site.
- L'étude géologique donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage.
- L'étude géotechnique donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.
- La construction d'un barrage en matériaux disponibles aux alentours du site est le premier des choix à prendre en considération.

En se basant sur l'étude géologique, la fondation est de bonne qualité, et favorise l'implantation de tous types de barrages, mais les dimensions de la digue nécessitent un volume de matériaux importants, une solution qui n'est pas économique pour une digue en béton, d'où l'exclusion de la variante barrage poids.

La fondation qui peut subir des tassements différentiels et des mouvements latéraux des formations marneuses, rend nécessaire la construction d'une digue souple qui peut s'accommoder à ces exigences.

De ce fait ; on pourra avoir une digue construite en :

- Terre argileuse (digue homogène).
- Terre à zone.
- En enrochement.

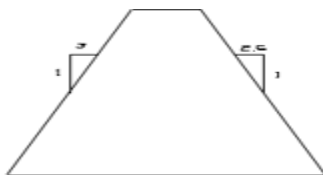
Enfin, à la suite de ces choix, on doit procéder au calage en altitude des ouvrages afin de s'assurer du bon remplissage de la cuvette dans le site étudié, en tenant compte des apports estimés et des contraintes topographiques.

III.2 Avantages des barrages en terre

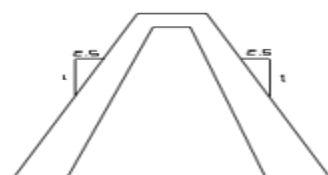
- Utilisation du sol comme matériau local pour la construction du barrage.
- Possibilité d'utiliser n'importe quel sol.
- Possibilité de construire ces barrages pratiquement dans toutes les régions géographiques.
- Possibilité de construire le barrage avec n'importe quelle hauteur.
- Tous les procédés de construction sont mécanisés.

III.3 Inconvénients des barrages en terre

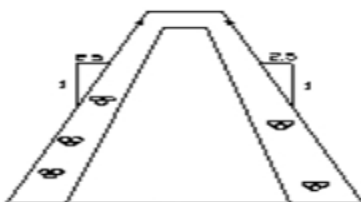
- Impossibilité de conduire le débit des crues à travers l'ouvrage.
- Présence de l'écoulement souterrain dans le corps du barrage, qui crée les conditions de déformation du barrage.
- Grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables.
- L'utilisation des dispositifs contre la filtration.



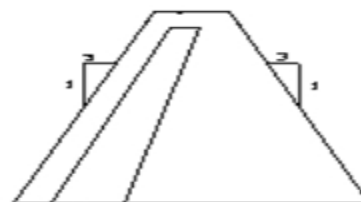
Barrage homogène en argile



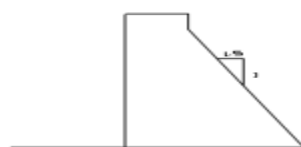
Barrage zoné à noyau central en argile



Barrage en enrochement à noyau central en argile



Barrage en masque sur le parement amont



Barrage en béton.

Figure (III-1) : Différents types de barrage

III.4 Caractéristiques des barrages en terre

III.4.1 Barrages en terre homogène

Sont les plus souvent réalisés en argile peu plastique dont les caractéristiques tant hydrauliques que mécaniques permettent en toute sécurité d'adopter des pentes de talus de $1/2$ ou $1/2,5$ en amont et en aval, donc on utilise les barrages en terre homogène en cas d'existence de grandes quantités de sol pratiquement imperméable (sable argileux, loess...), aux environs du site.

Leurs avantages consistent en une simplicité et la rapidité de construction du barrage et la possibilité d'utilisation de la mécanisation combinée, qui en outre diminue le coût de réalisation. Les inconvénients de ce type de barrages sont surtout les problèmes de déformation en cas d'écoulement souterrain (risque de percolation et de Renard).

III.4.2 Barrage à noyau

On utilise les barrages à noyau en cas d'insuffisance de sols pratiquement imperméables, on peut donc construire le barrage avec le matériau local perméable (sable, limon sableux ...), dans ce cas on aura une grande filtration à travers le corps du barrage d'où la nécessité d'utilisation des dispositifs imperméables (noyau, voile d'étanchéité, masque).

Le noyau est exécuté avec de l'argile ou du sable argileux verticalement disposé sous la crête du barrage, l'épaisseur minimale du noyau est prise en haut supérieure à $(0,8 m)$, et en bas supérieure ou égale à $(0,1 H)$ [H : charge d'eau].

Le haut du noyau doit être au-dessus du niveau normal de la retenue (∇NNR) à une hauteur nettement supérieure à $(0,3 m)$ pour les barrages de (III-IV) classes, et nettement supérieure à $(0,5m)$ pour les barrages de (I-II) classes.

En cas de sol de formation rocheux, on construit un voile d'étanchéité (Diaphragme) en béton armé, en béton ou en métal, s'approchant le plus du bief amont.

En tenant compte des tassements irréguliers du corps du barrage et de la différence de la pression hydrostatique sur les parements du voile rigide pouvant causer des fissurations, on donne la préférence au noyau plastique.

III.4.3 Barrage avec masque

Le corps du remblai, composé de matériau perméable, assure seulement la fonction, de stabilité, sans trop de problème d'ailleurs car perméabilité signifie granulométrie grossière et donc

bonne qualité mécanique, l'étanchéité est obtenue grâce à la pose sur le talus amont d'une membrane mince (géomembrane ou voile bitumineux par exemple).

Les barrages avec masque représentent les avantages :

- Une petite partie du volume du barrage est saturée par l'eau.
- Le masque a l'accès à l'inspection technique et à la réparation.

En outre le barrage avec masque représente les inconvénients :

- Dépense d'un plus grand volume de matériaux.
- Soumis aux déformations en cas du tassement de sol de fondation ou du corps du barrage.

Différents types de masques se représentent : les masques rigides et les masques plastiques, ces derniers sont construits en argile, en sable argileux ou en limon sableux, leurs épaisseurs en haut est supérieure à (0.8 m), et en bas supérieur à (0.1H), le masque est couvert d'une couche de protection de sable ou de mélange sable gravier, l'épaisseur de cette couche dépend de la pénétration du gel dans la région de construction, mais elle est souvent prise supérieure à 1m.

III.4.4 Barrage en terre à zone

Le massif est donc divisé en plusieurs zones, chacune étant constituée d'un matériau différent, en fonction du rôle qu'elle joue, l'étanchéité est assurée par un noyau d'argile très imperméable, qui peut être central ou incliné vers l'amont, le plus souvent il se poursuit en fondation pour former une tranchée étanche, le noyau est stabilisé en amont et en aval par une zone de matériau plus perméable, si les règles de *TERZAGHI* ne sont pas vérifiées entre les zones, il faudra prévoir l'interposition des filtres.

Notons enfin que le noyau peut être réduit à une paroi moulée réalisée en matériau très imperméable, comme la bétonite-ciment

III.5 Analyse et synthèse de l'étude du laminage des crues

Dans l'étude de l'écrêtement des crues, nous avons considéré trois cas de fréquences des crues et la crue de fréquence 1%, période de retour 100 ans est considérée pour la vérification contre la submersion de la digue.

Les valeurs numériques des crues et les niveaux normaux considérés sont résumés dans le tableau suivant :

- Débit Centennale naturelle $Q_{1\%} = 44.69 \text{ m}^3/\text{s}$

- Débit Millénaire naturelle $Q_{0.1\%} = 61.81 \text{ m}^3/\text{s}$
- Largeur du seuil déversant (droit) $b = 14 \text{ m}$.

Tableau (III-1) : valeurs des crues et les niveaux normaux

Désignations	Variante Retenue
Niveau normal de la retenue NNR -m-	599.00
Volume correspondant V_{N.N.R} -hm³-	0.108
Crue Centennale laminée Q_{i 1%} -m³/s -	40.52
Crue Millénaire laminée Q_{L0.1%} - m³-	56.70
Niveau des plus hautes eaux PHE 1% -m-	600.20
Volume correspondant V_{PHE 1%} -hm³-	0.220
Niveau des plus hautes eaux PHE 0.1% -m-	600.51
Volume correspondant V_{PHE 0.1%} -hm³-	0.264

III.6 DIMENSIONNEMENT DE LA CRETE

III.6.1 Niveau en crête de la digue

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante :

$$Côte_{crête} = PHE + R + a \text{ (sans séisme) } \dots \dots \dots \text{ III. 1}$$

Où :

PHE : niveau de plus hautes eaux pour la probabilité de conception.

R : hauteur de montée de la vague ou revanche.

a : hauteur libre de sécurité (réserve constructive) ; dans le cas des petits

Barrages entre 0.40 et 0,60 m.

III.6.2 Calcul de la hauteur de montée de la vague (revanche)

La revanche où réserve de sécurité est la hauteur du remblai supplémentaire comprise entre la crête du barrage et le niveau des plus hautes eaux, destiné à prémunir l’ouvrage contre les effets de submersion pouvant être engendré par le déferlement des vagues, [3].

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

- **Formule de STEVENSON [9]**

$$R_v = 0,75H_v + \frac{V_v^2}{2g} \dots\dots\dots III. 2$$

$$H_v = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots III. 3$$

$$V_v = 1,5 + 0,66\sqrt{h_v} \dots\dots\dots III. 4$$

- **Formule de MALLET et de PAQUANT [9]**

$$R_v = H_v + \frac{V_v^2}{2g} \dots\dots\dots III. 5$$

$$H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \dots\dots\dots III. 6$$

$$V_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}H_v \dots\dots\dots III. 7$$

- **Formule de l'U.S.B.R**

$$R_v = 0,75H_v + \frac{V_v^2}{2g} \dots\dots\dots III. 8$$

$$H_v = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots III. 9$$

$$V_v = 1,5 + 2H_v \dots\dots\dots III. 10$$

Où :

R_v = hauteur de montée de la vague (m).

F = longueur maximale de la surface d'eau du lac en suivant la direction du vent (km). On l'appelle « fetch ». ($F(\text{fetch}) < 18\text{Km}$)

h_v = hauteur de la vague (m).

Remarque :

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de revanche **1.20 m à 1.50 m** pour les ouvrages de moins de **10 m** de haut et **1.50 à 2 m** pour les ouvrages de **10 à 20 m** de haut.

Les résultats de calcul de la revanche sont simplifiés sur le tableau suivant :

Tableau (III-2) : Résultats de calcul de la revanche par les différentes formules

Formule utilisée	PHE 1%	Hauteur des vagues Hv	Vitesse (m/s) Vv	Revanche (m) Rv	Crête (m) Cr	PHE 0.1%	$\nabla_{\text{crête définitif}}$
STEVENSON	600.20	0.76	2.07	0.79	601.39	600.51	601.00
MALLET ET PAQUANT	600.20	0.70	1.97	0.90	601.50	600.51	
L'U.S.B.R	600.20	0.76	3.01	1.03	601.63	600.51	

III.6.3 Le niveau de la crête de la digue en prenant en considération les contraintes dues au séisme

$$Côte_{\text{crête}} = NNR + R_s + a \text{ (avec séisme) } \dots \dots \dots \text{ III. 11}$$

Quand l'ouvrage est situé dans une zone d'activité sismique significative, on a alors :

$$R_s = h_1 + h_2 \dots \dots \dots \text{ III. 12}$$

Où :

R_s = Hauteur de montée de la vague en tenant compte un séisme.

h_1 = 5% de la hauteur du barrage (due au tassement)=**0.05x14=0.7m**.

$h_1=0.7m$

$$h_2 = 0,75(K_s H^2)^{\frac{1}{3}} \dots \dots \dots \text{ III. 13}$$

Où :

H = hauteur du barrage jusqu'au niveau normale de la retenue=**12m**.

Le coefficient sismique noté K définissant la fraction de l'accélération de la pesanteur utilisée dans le calcul de stabilité des digues de barrages ou retenues collinaires peut être déterminé en fonction de l'accélération maximale horizontale (A) dépendant de la zone sismique et du degré d'usage de la structure. Il est donné par la formule empirique $K = a/g$, laquelle est basée sur les observations faites sur le comportement de nombreuses digues de barrages en terre et en enrochement.

Donc, notre site de la retenue collinaire, situé dans la zone sismique II et appartient au groupe d'usage N°1B. Ces deux paramètres permettent de calculer le coefficient sismique.

$$K_s = \frac{a}{g}$$

$$K_s = 0,13 ; a = 0,20$$

$$h_2 = 1,19 \text{ m}$$

$$R_s = 1,98 \text{ m}$$

$$\text{Côte crête} = 601,29 \text{ m}$$

III.6.4 TASSEMENT

Le tassement de la retenue collinaire dépend essentiellement des caractéristiques géotechniques des sols du retenue collinaire et de la fondation qui se traduit par :

- Déformation du tas sous l'effet de son propre poids.
- Déformation du tas sous l'effet de la pression de l'eau.
- Déformation de la fondation.

Pour les retenues collinaires de faible hauteur, la valeur du tassement est prise généralement (0,5 - 1,5) % de la hauteur de la retenue collinaire.

Pour notre cas : $H_b = 14,00 \text{ m} ; t = 0,015 H_b$

$$H_b = 21 \text{ cm}$$

On prend la valeur du tassement $t = 21 \text{ cm}$, donc pendant la construction, on devra prévoir une contre flèche de **21cm**, au milieu de la digue.

III.6.5 Largeur en crête de la digue

La largeur en crête de la digue, doit assurer une sécurité suffisante contre tous risque de submersion par les vagues aussi, elle doit assurer une circulation facile le long de la crête de la retenue collinaire.

Les principales formules donnant la largeur en crête sont :

- **Formule T.T KNAPPEN [13]**

$$b_c = 1,65\sqrt{H} \dots\dots\dots III. 14$$

- **Formule E.F PREECE [13]**

$$b_c = 1,1\sqrt{H} + 1 \dots\dots\dots III. 15$$

- **Formule ITALIENNE**

$$b_c = \frac{1}{3} H_b \dots\dots\dots III. 16$$

- **Formule SIMPLIFIE [13]**

$$b_c = 3,6\sqrt[3]{H} - 3 \dots\dots\dots III. 17$$

- **Formule PRATIQUE [13]**

$$b_c = \frac{5}{3} H \dots\dots\dots III. 18$$

Où :

b_c : largeur de la crete (m).

H : hauteur de la retenue (m).

Les résultats du calcul avec les différentes formules est donnée sur le tableau suivant :

Tableau (III-3) : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

FORMULE UTILISE	LARGEUR EN CRETE DU BARRAGE "m"
Formule de KNEPEN	6.17
Formule de E.F FREECE	5.12
Formule ITALIENE	4.67
Formule SIMPLIFIE	5.67
Formule PRATIQUE	6.24

Suivant les caractéristiques techniques de la Retenue Collinaire, nous avons adopté une largeur $b_c= 6,0$ m, Pour faciliter une bonne circulation sur la crête de la digue.

III.7 Pentés des talus amont et aval de la digue

Les pentés des talus de la retenue collinaire en terre sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ces fondations. Ils sont déterminés par rapport à la hauteur et au type de digue, le tableau qui suit définit ce rapport, [3]

Tableau (III-4) : Détermination des pentés des talus

Hauteur de la digue	Type du retenue collinaire	Pente des Talus	
		Amont	Aval
3<H<5	• Homogène à fort	1/2.5	1/2
	• Zoné	1/2	1/2
5<H<10	• Homogène Granulométrique étendue	1/2	1/2
	• Homogène à fort pourcentage d’argile	1/2.5	1/2.5
	• Zoné	1/2	1/2.5
10<H<20	• Homogène Granulométrique étendue	1/2.5	1/2.5
	• Homogène à fort pourcentage d’argile	1/3	1/2.5
	• Zoné	1/2	1/3

Le type de la digue est zoné et les pentés proposées sont les suivantes :

- Pente de talus amont : 1/2
- Pente de talus aval : 1/3

III.8 Calcul de la largeur de la base de la retenue

La largeur de la base du barrage est donnée par la relation suivante :

$$B_b = B_c + m_1 H_R + m_2 H_R \dots \dots \dots \text{III.19}$$

Où : :

B_b : Largeur de la base de la retenue collinaire, en m ;

H_R : Hauteur de la retenue collinaire, en m ;

B_c : Largeur de la crête, en m ;

m_1 : Pente du talus amont = 3 ;

m_2 : Pente du talus aval = 2,5 ;

Donc, la largeur de la base de la retenue égale à :

$B_b=72m$

III.9 Protection des talus de la digue

Revêtement des talus des barrages en terre est utilisé pour éviter l'érosion par l'action des vagues et les pluies. Le type de revêtement est conditionnée par des facteurs influe sur son choix, on distingue :

- Hauteur de la monté subit.
- Fluctuation du niveau du barrage.
- Matériaux des barrages.
- Condition climatique.
- Importance de l'ouvrage.

Pour le cas des petits barrages où retenue collinaire, les revêtements utilisés pour la protection des talus sont :

- Enrochement sur les couches de filtre.
- Couche de terre végétale.

Le type de revêtement doit être définit à partir d'une évaluation technico-économique, le caractère du sol, le corps de la digue, l'agressivité de l'eau et la durabilité de revêtement.

III.9.1 Protection du talus amont

III.9.1.1 Méthode : (Utilisé par U.S Army) [14] :

L'épaisseur minimum de la couche de l'enrochement ainsi que les dimensions minimales de blocs sont données sous forme d'un tableau, en fonction de la hauteur des vagues (h_v). Nous donnons une partie de ce tableau :

Tableau (III-5) : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues Hv (m)	Épaisseur minimale de couche D'encrochement : min (m)	Dimensions minimales des blocs D50 min (m)
0,0-0,3	0,30	0,20
0,30-0,60	0,40	0,25
0,60-1,20	0,45	0,30
1,20-1,40	0,55	0,40
1,80-2,40	0,70	0,45
2,40-3,00	0,80	0,55

D'après L'U.S.B.R on déduit **hv 0.74m** par conséquent à partir du tableau ci-dessus on a : $e_{min}=0.45m$, $D50_{min}=0.30 m$.

- **Étanchéité**

L'étanchéité d'une retenue dépend de la perméabilité des terrains constituant le sol de fondation du barrage et la cuvette : ces terrains sont en effet soumis à la pression correspondant à la hauteur d'eau dans la retenue du barrage et peuvent être traversés par des débits importants.

Dans ce cas, la retenue sera composée d'une digue hétérogène avec écran d'argile. La largeur de la partie supérieure de l'écran du barrage est déterminée en tenant compte les conditions de construction de l'ouvrage est 1 m. L'épaisseur de l'écran dans la base de la digue est de 4.0m

D'après le tableau (III-5) Les valeurs adoptées sont :

- Épaisseur de la couche encrochement (RIP-RAP)

$$D50 = (20-25) \text{ cm, ép. } = 30\text{cm}$$

- Gravier

$$D50 = (15/25) \text{ cm, ép. } = 20\text{cm.}$$

- Poids volumique des pierres

$$S = 2.65$$

- Étanchéité Active (Argile)

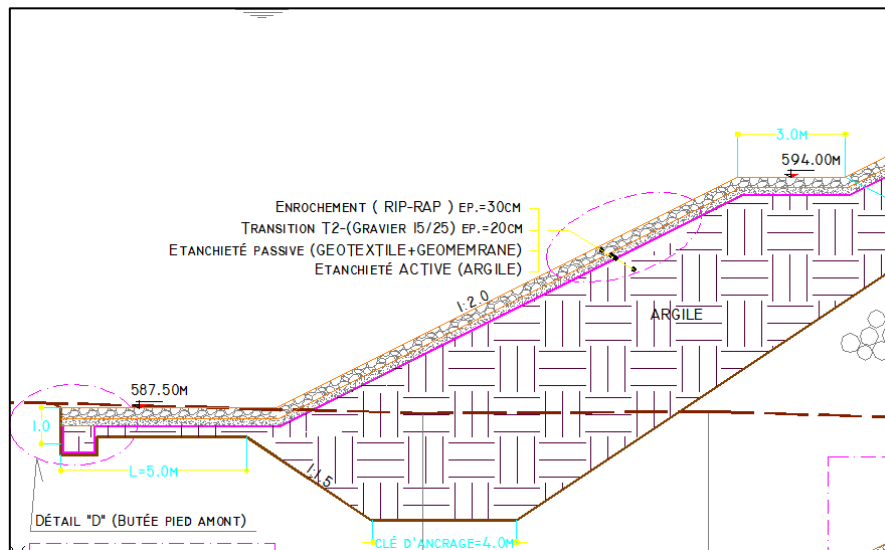


Figure (III-2) : La recharge de la digue

III.9.2 Protection du talus aval

Le talus aval sera protégé par deux couches :

- Transition T1 (ballast) (25-40) cm ép. =20cm
- Transition T2 (gravier-8/15) ép. =20cm.

III.10 Drainage et infiltration de la digue

III.10.1 Infiltrations

Aussi soit elle l'imperméabilité du corps de la digue, l'infiltration des eaux entre les particules d'argile est éminente, par conséquent, une étude des infiltrations doit être établit a cause de ce que ces eaux peuvent causer sur la retenue comme compromettre sa stabilité sous l'effet de **Renard**, processus d'érosion régressive souterraine, apparition des cheminements à travers la digue sous l'effet de la pression et sans oublier la réduction du volume stocker dans la retenue. Donc, cette étude permettre de déterminer les éléments suivants :

- La ligne de saturation massive de la retenue.
- Le débit de fuite.
- Dimensionnement des drains et les filtres

III.10.1.1 La ligne phréatique (ligne de saturation)

La ligne de saturation massive du barrage qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique qui délimite la partie sèche où humide de la partie saturer.

Kozeny a montré que, dans un barrage en terre homogène, la ligne de saturation peut être assimilée à une parabole, dont l'équation est donnée par, [7] :

$$\begin{cases} y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \\ X = d, Y = h \end{cases} \dots\dots\dots \text{III. 20}$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots \text{III. 21}$$

Où :

d : Largeur en base diminuée $d=0,7b$

h : Niveau d'eau dans la retenue, en *m*.

Donc l'équation de la ligne phréatique devient :

$$y^2 = \frac{Q}{K} \left(2X + \frac{Q}{K} \right) \dots\dots\dots \text{III. 22}$$

Où :

Q : débit d'infiltration.

$$Q = K \cdot a$$

K : coefficient de perméabilité

$$K = 1,29 \times 10^{-12} \text{ m/s}$$

III.10.1.2 Equation de la ligne phréatique simplifiée

L'équation est la suivante :

$$y^2 = a(2X + a) \dots\dots\dots \text{III. 23}$$

$$a = \sqrt{H^2 + d^2} - d \dots\dots\dots \text{III. 24}$$

$$a=1,26$$

$$R = \sqrt{H^2 + d^2}$$

$$R=12,66$$

Pour :

$$Y = 0 ; X = -0,50$$

$$X = 0 ; Y = 0,20$$

Tableau (III-6) : Résultats de calcul de la ligne phréatique

	Unité	Valeur
Ks	m/s	0,00000000000017
H	m	2,7
b	m	15,41
0,7b	m	10,79
0,3b	m	4,623
d	m	12,75

Les coordonnées X et Z qui définissent la parabole de KOZENY sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (III-7) : Variation de y en fonction de x

X(m)	Y(m)
0	0.20
2	0.25
4	0.30
6	0.34
8	0.37
10	0.40

III.10.1.3 Débit unitaire d'infiltration

$$q = K \times a \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml} \dots\dots\dots \text{III. 25}$$

$$q = 1,29 \times 10^{-12} \times 1,26 = 1,63 \times 10^{-12} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

Le débit total d'infiltration :

$$Q = q \times L \dots\dots\dots \text{III. 26}$$

Où :

L : longueur du tapis filtrant qui est égale à **32,00m.**

$Q = 1,46 \times 10^{-11} \text{ l/s}$
--

• Vérification de la résistance d'infiltration du Corps de la digue

La vérification de la résistance d'infiltration générale est effectuée d'après la condition :

$$T_c < I_{c\text{adm}}$$

$I_{c\text{adm}}$: gradient admissible de l'écoulement d'infiltration déterminé d'après le tableau :

Tableau (III-8) : Gradient hydraulique admissible, [10]

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,0
Limon sableux.	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

$I_{c\text{adm}} = 1.5$ pour l'argile compactée.

$$I_c = Tg\kappa\alpha = \frac{h}{L} \dots \dots \dots \text{III. 27}$$

$h=2,8\text{m} ; L=32\text{m}$

$$I_c = \frac{2,8}{32} \approx 0,09$$

La retenue est de classe I et le matériau de recharge est du l'argile compacté, dont $I_{adm} = 1,5$

$I_c=0,09 < 1,5$

La condition étant largement vérifié, donc il n'ya pas risque de déformation par infiltration

III.10.2 Drainage

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue de la stabilité sous chargements statique et dynamique si on n'utilise pas un système de drainage bien adapté pour le remblai, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage, de ce fait il convient de bien concevoir le système de drainage qui pourrait constituer une bonne méthode pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques et cela en

assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

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

Les conditions des drainages :

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

III.10.2.1 But du drainage

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles. La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- Abaissement de la ligne de saturation ;
- Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement ;
- Réduction de la pression interstitielle ;
- Contrôle des percolations et de la non migration des éléments du remblai.

III.10.2.2 Choix Du Type De Drainage

Comme le corps de la retenue collinaire est zoné, cela mettra en évidence la nécessité d'un dispositif de drainage. (Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued).

III.10.2.3 Dimensionnement du prisme de drainage

- **La hauteur de prisme**

$$h_{dr} = (0,1 \rightarrow 0,2)H_d \quad \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{III. 28}$$

Où :

h_{dr} : hauteur du prisme de drainage.

H_d : hauteur de la digue =14 m

$$h_{dr} = 0,2 \times h_d$$

$h_{dr}=2,8 \text{ m}$
--

- **Largeur de prisme**

$$b_{dr} = \frac{1}{3} h_{dr} \dots \dots \dots \text{III. 29}$$

h_{dr} : hauteur du prisme de drainage=2,8m

$b_{dr}=0,924 \text{ m}$
--

Mais pour raisons constructives on prend $b_{dr}=1.0\text{m}$

- **Pente des talus du prisme**

Les pentes des talus de prisme proposées sont les suivantes :

$m_1=1.5 ; m_2=1.5$

III.10.2.4 Noyaux et diaphragmes

Les barrages avec noyaux ou diaphragmes sont construits quand il n'existe pas de sols argileux peu perméables. Dans ce cas, la retenue sera composée d'une digue en terre sablonneuse avec noyau ou diaphragme peu perméable qui fait diminuer significativement la courbe de filtration. L'épaisseur du noyau peut aussi être déterminée à partir de l'analyse de la fissuration. La largeur de la partie supérieure du noyau d'un barrage est déterminée en tenant compte les conditions de construction de l'ouvrage et varie entre 3 et 4 m. Pour les petits barrages, le bord supérieur du noyau doit dépasser le niveau normal de la retenue (plus de 0,50 m).

L'épaisseur du noyau dans la base de la digue est définie tout en sachant que les gradients du flux de filtration ne soient pas supérieurs à dix (10) ni inférieurs à quatre (4).

- **Gradient hydraulique pour le noyau**

Le gradient hydraulique pour le noyau est déterminé comme suivant :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta m} \leq I_{adm} \dots \dots \dots \text{III. 30}$$

Où :

I = gradient hydraulique.

I_{adm} = gradient hydraulique admissible entre **1.50 et 1.80**.

ΔH = charge hydraulique dans le noyau.

δ_m = largeur moyenne du noyau.

- **La hauteur du noyau**

La hauteur du noyau peut être déterminée comme suivant :

$$H_n = H_b - 1 \dots \dots \dots \text{III. 31}$$

Où :

H_n = hauteur du noyau.

H_b = hauteur du barrage

$H_n=11m$

- **La largeur de la base**

La largeur de la base est déterminée comme suit :

$$L_{base} = 2mH_n + b \dots \dots \dots \text{III. 32}$$

Où :

m = talus du noyau.=1,5

b = largeur de la partie supérieure=4m

H_n = hauteur du noyau =11m

$L_{base}=37m$

Cette largeur de la base doit remplir la condition suivante :

$$L_{base} > \frac{\Delta H}{I_{adm}}$$

Où :

H = Charge Hydraulique dans le noyau.

I_{adm} = Gradient admissible.

La profondeur d'ancrage dans le terrain de fondation varié en fonction de la profondeur de la couche perméable qui doit être traversée. On recommande une profondeur $> 1.5 \text{ m}$; la base de la clé d'ancrage doit avoir une largeur de **3.0 à 4.0 m** pour permettre le travail de compactage.

III.11 Étude de stabilité

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur les économies locales.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus ;
- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

III.11.1 Stabilité des talus de la digue

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc.

- **Caractéristiques des matériaux**

Le choix des caractéristiques des matériaux (poids spécifiques, caractéristiques) a été traité dans l'étude géologique et géotechnique (rapport géotechnique)

Le tableau ci-après donne les caractéristiques des matériaux servant à l'analyse de la stabilité de la digue.

Tableau (III-9) : caractéristiques des matériaux servant à l'analyse de la stabilité de la digue.

Paramètres proposés	Teneur en eau W %	21
	Densité humide	2
	Densité sèche	1.8
	Degrè de saturation Sr %	60
	Limite de liquidité L1 %	44
	Limite de plasticité Lp %	28
	Indice de Plasticité Ip	18
	Cohésion C (bars)	0,4
	Angle de frottement phi (°)	11
	Coefficient de compressibilité Cc (%)	3
	Coefficient de gonflement Cg (%)	0,28
	Perméabilité (K)	1,71*10 ⁻¹¹
	Sulphates (%)	TRACES
	Chlores (%)	----
	Insoluble (%)	----
	Calcium Carbonate %	24
Matières Organiques %	----	
Teneur en eau optimal (%)	14.33	
Densité sèche max (t/m ³)	1.72	

- **Définition des cas de sollicitation**

La digue et sa fondation sont soumises au cours de la construction et pendant l'exploitation du réservoir, à différentes combinaisons de sollicitation, résultant de l'action conjuguée ou non du poids des matériaux, des forces de filtrations, des fluctuations dans le niveau du réservoir et des efforts de séisme.

Les cas de sollicitation suivants sont envisagés :

Cas 1 : en service – réservoir au niveau maximum normal

Cas 2 : en service – vidange rapide normale

Cas 1 : en service – réservoir au niveau maximum normal (1038,00m) (Caractéristiques géotechniques à long terme)

Il s'agit de la situation de la retenue après acquisition par le remblai de ses caractéristiques définitives. La retenue est remplie jusqu'au niveau normal de la retenue 1038,00m, soit au niveau maximum d'exploitation. On admet que ce niveau est maintenu un temps suffisamment long pour que s'établisse un écoulement stable à travers la digue. Les analyses sont effectuées en contraintes effectives et sur la base des caractéristiques à long terme. Les pressions interstitielles sont comptées à partir de la ligne de saturation de l'amont à l'aval soit :

- Zone amont : pression hydrostatique comptée à partir du niveau 1038,00 m
- Zone avale : la ligne de saturation est calculée entre la cote 1038,00m à l'amont et le niveau de l'interface du drain à l'aval.

Cas 2 : en service – vidange rapide normale (1038,00m)

Nous considérons la baisse rapide de niveau le plus défavorable à la stabilité de la pente amont de la digue, soit entre le niveau maximum normal 1038,00m et le niveau mort 1035.30m.

Une vidange rapide est très sévère pour la stabilité du talus amont de la digue, et correspond à la nécessité de certains cas exceptionnels. Dans ce cas, les pressions interstitielles se déterminent de la façon suivante :

- Les pressions sont hydrostatiques à partir du niveau 1035.30m
- Dans le remblai, on considère la ligne de saturation compte tenu de la rapidité de la baisse du niveau.

III.11.1.1 Stabilité au cours d'un tremblement de terre

On considère que dans le premier cas des sollicitations d'origine séismique peuvent s'ajouter aux efforts purement statiques. La sollicitation séismique est assimilée à l'application statique, à la zone susceptible de glisser, d'une force horizontale supplémentaire égale à la masse de ces terrains, multipliée par le coefficient séismique de **0,07g**.

• Méthode de calcul**Principe général**

Nous utilisons la méthode classique d'analyse par lignes de glissement et par subdivision de la masse glissante en tranches verticales. Cette méthode considère l'équilibre d'ensemble de la partie de la digue située au-dessus d'une ligne de glissement choisie à priori.

La rupture d'équilibre en un point est supposée se produire lorsqu'on atteint en ce point la résistance limite au cisaillement du matériau, donnée par le critère de Coulomb :

$$r_1 = c + \delta \operatorname{tg}\varphi \quad \dots \dots \dots \text{III. 33}$$

Avec :

r_1 : résistance unitaire limite au cisaillement du matériau

c, φ : cohésion et angle de frottement du matériau

δ : compression unitaire au point considéré

Le coefficient de sécurité (f) en ce point est défini par l'équation :

$$\tau = \frac{r_1}{f} = \left(\frac{c}{f}\right) + \frac{(\delta \operatorname{tg}\varphi)}{f} \quad \dots \dots \dots \text{III. 33}$$

Où

τ est la contrainte de cisaillement réelle au point considéré.

Le coefficient de sécurité moyen pour une ligne de glissement donnée s'obtient à partir des équations d'équilibre de l'ensemble des tranches.

Il s'agit donc d'un coefficient de sécurité par rapport à un glissement d'ensemble et non par rapport à une rupture d'équilibre locale.

La vérification de la stabilité d'un ouvrage consiste à rechercher pour chaque cas de charge la ligne de glissement qui donne le coefficient de sécurité minimum et à vérifier que celui-ci est au moins égal à la valeur que l'on s'est imposé à priori.

- **Méthode de Bishop**

La méthode de Bishop admet que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire, et qu'elle se produit instantanément le long de toute la surface. Elle tient compte de la composante de l'action horizontale des tranches et systématiquement de la pression interstitielle. Elle donne des résultats précises que celles de FELLENIUS, mais elle nécessite plus de calcul.

- **Programme de calcul sur ordinateur**

Le programme permet un calcul complètement automatique du coefficient de sécurité, à partir d'une définition de la géométrie de la digue et de la courbe de glissement, ainsi que des

caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs de l'ouvrage et de sa fondation, de forces massiques horizontales ou verticales dues à des séismes et de la présence éventuelle d'une nappe phréatique.

Les pressions interstitielles sont calculées automatiquement soit sur la base d'une fonction du poids des terres, soit à partir d'un réseau d'écoulement.

Le découpage en tranches verticales est effectué automatiquement, les limites de tranches étant choisies des deux manières suivantes :

- D'abord en tous les points singuliers de la géométrie des zones de la digue, de la ligne de glissement et des charges appliquées (différentes intersections, cassures, etc.)
- S'il subsiste des tranches d'épaisseur supérieure à un maximum imposé au préalable, ces tranches sont recoupées jusqu'à ce qu'il ne subsiste plus de tranches d'épaisseur à ce maximum.

Dans le cas présent, ce système conduit à un nombre de tranches compris entre 20 et 40 environ, ce qui procure une bonne précision.

III.11.1.2 Conséquences de l'instabilité des talus

Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation. Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (talus aval et/ou amont).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont)

La vérification des talus du barrage par la méthode grapho-analytique consiste à déterminer le coefficient de stabilité « K », qui est le rapport des moments des efforts de stabilité sur les moments des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « K_{adm} ».

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

• **Ordre de calcul**

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

$$R_1 = K_1 \cdot H_b \quad \dots \dots \dots \text{III. 34}$$

$$R_2 = K_2 \cdot H_b \quad \dots \dots \dots \text{III. 35}$$

H_b : Hauteur totale du barrage (H_b=13 m).

(K₁-K₂) : sont déterminés en fonction de pentes de talus

Tableau (III-10) : Valeurs de K1 et K2

Pentes des talus	1:2	1:3	1:4	1:5
R _{min} /H _b	0,75	1,00	1,50	2,20
R _{max} /H _b	1,75	2,30	3,75	4,80

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

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

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

- Poids de la tranche « G ».
- Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
- Forces de pressions interstitielles.
- Forces de Cohésion.
- L'effort de séisme.
- Poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices)

$$N = G_n \cos \alpha \quad \dots \dots \dots \text{III. 36}$$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices)

$$T = G_n \sin \alpha \dots\dots\dots III.37$$

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

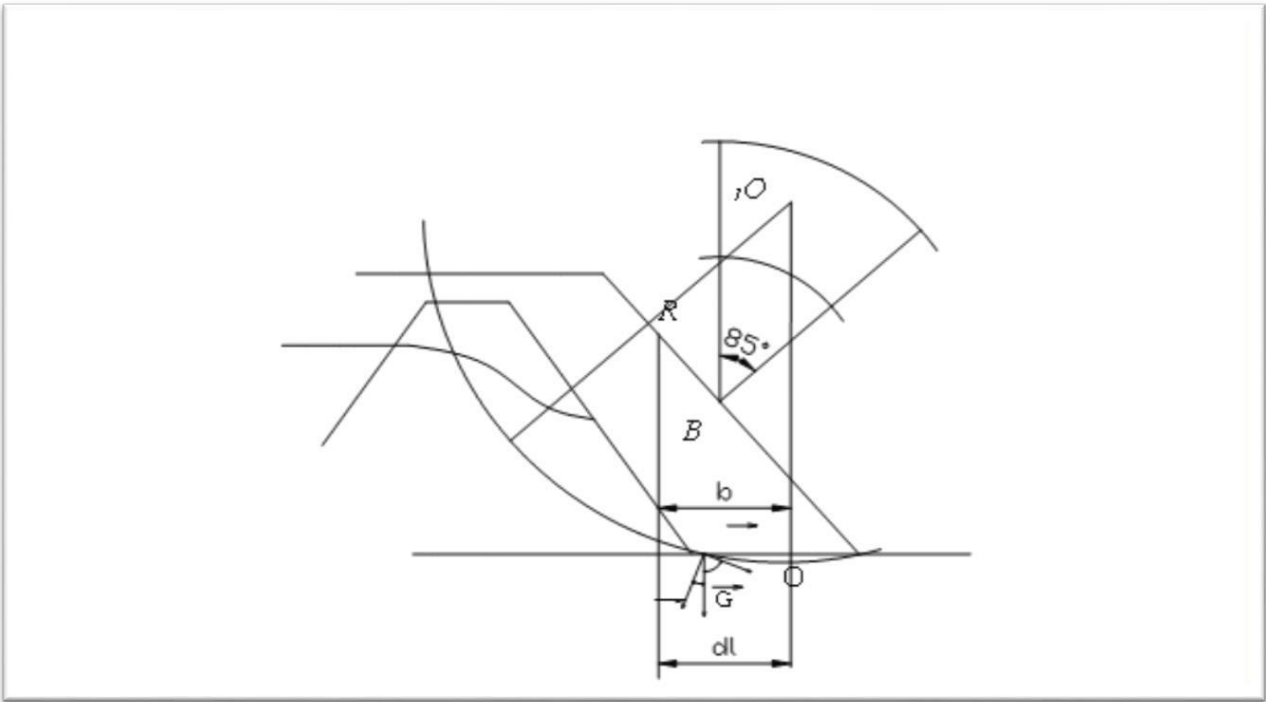


Figure (III-3) : Détail d'une tranche

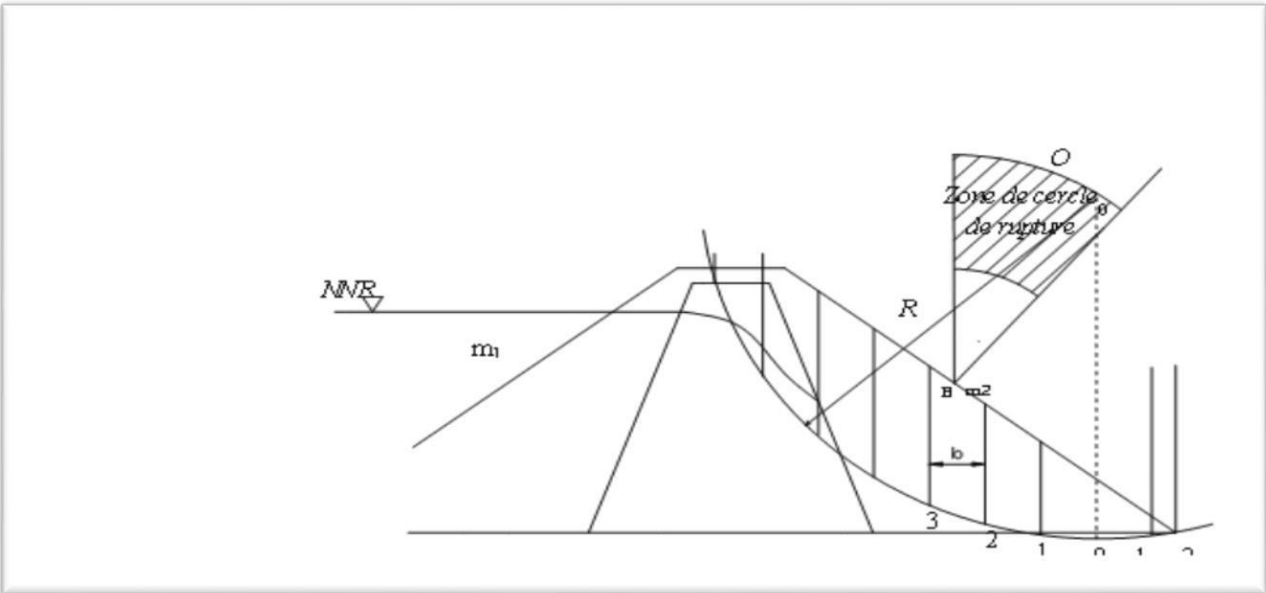


Figure (III-4) : Schéma de calcul de stabilité

III.11.1.3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

- Force de pesanteur

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. La formule s'écrit :

$$G_n = b(\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3) \dots \dots \dots \text{III. 38}$$

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches.

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

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

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

Pour le cas d'une vidange rapide on utilise la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - 1)$.

• **Forces de pression interstitielles**

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

$$P = U dl = \gamma_w h dl \dots \dots \dots \text{III. 39}$$

U : pression interstitielle

dl : longueur en arc de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 1 \text{ KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

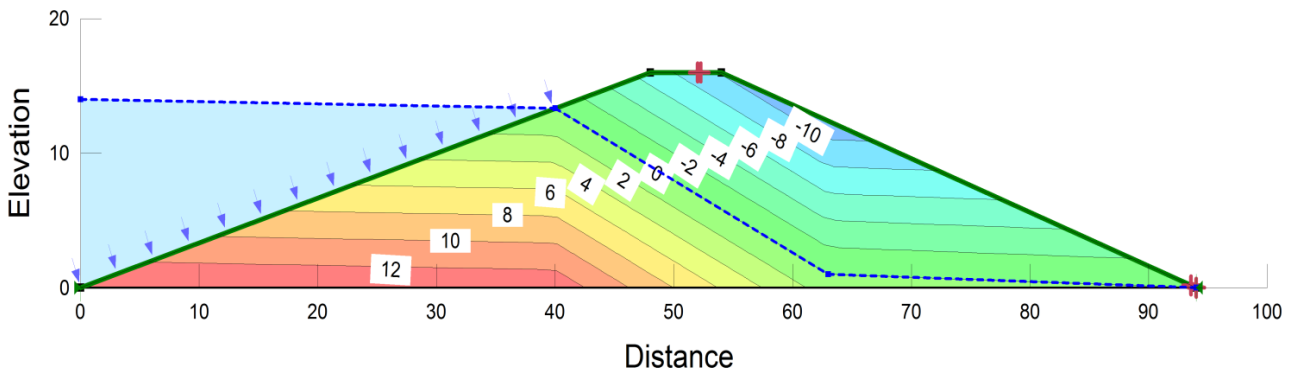


Figure (III-5) : Représente les pressions interstitielles dans la digue

• **Forces de cohésion :**

$$F_c = c. dl \dots \dots \dots \text{III. 40}$$

C : Cohésion du sol. (Matériau). (Bar)

- **Forces dues au séisme :**

$$T = aG_n \dots\dots\dots III. 41$$

a : Coefficient de séisme. Accélération fictive due au séisme.

G_n : Poids de la tranche. (N)

III.12 Coefficients de sécurité

III.12.1 Coefficients de sécurité minimaux

Une fois obtenu le coefficient de sécurité pour un talus, il convient de l'interpréter dans le cadre du cas de charge envisagée.

Ainsi, on admet traditionnellement qu'un coefficient supérieur à 1,5 assure une sécurité suffisante au glissement des talus et cela pour les deux cas de charge, mais il arrive qu'on accepte des coefficients plus petits de l'ordre de 1,2 lorsque des conditions de rupture sévères sont prises en compte telles que la vidange, ou le cas de séisme comme le nôtre.

Ils ont été fixés en accord avec la pratique couramment admise en la matière. Ils figurent aux tableaux ci-après.

III.12.2 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

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

- **Retenue pleine :**

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_n - Pi) \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots III. 42$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_n - Pi) \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{(1/R) \sum G_n \sin \alpha_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots III. 43$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

- **Retenue vide (fin de construction) :**

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T} \geq K_{adm} \dots\dots\dots III. 44$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \tan \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T + \sum a G_n d_n} \geq K_{adm} \dots \dots \dots \text{III. 45}$$

- **Vidange rapide :**

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

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T n_i} \geq K_{adm} \dots \dots \dots \text{III. 46}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T + 1/R \sum a G_{ni} d_n} \geq K_{adm} \dots \dots \dots \text{III. 47}$$

III.12.3 Types de ruptures envisagés

- **Choix de surfaces de glissement :**

Etant donné la présence d'une couche superficielle de fondation d'une épaisseur faible au-dessus du substratum marneux dont les caractéristiques sont beaucoup plus élevées que celles du corps de la digue, la possibilité d'un glissement au niveau des marnes n'est pas envisagée.

On a donc considéré une variété de surfaces de glissement depuis les surfaces superficielles ne passant pas par la fondation, jusqu'à la limite entre le remblai de la digue et le substratum. La forme des courbes de glissement utilisé est circulaire.

Résultats des calculs

Le tableau des résultats détaillés obtenus pour ces surfaces. Les tableaux ci-après donnent les coefficients de sécurité minimaux obtenus pour chaque variante et dans chaque cas de dimensionnement.

CALCUL DE STABILITE DE DE LA RETENUE COLLINAIRE COMMUNE DE BENI SWIK DJAMOURA W. DE BISKRA

ETAT : DE SERVICE

TALUS - AVAL TABLEAU (III.11) (R1=36.00 m)

b	R	γ_{nat}	γ_{sat}	γ_{dr}	ϕ_{dr}	ϕ_{sat}	ϕ_{nat}	Cr	Cd	I	Sr	Rr	Fdfr	Fs	Ksadm	Ks
m	m	T/m3	T/m3	T/m3	°	°	°			H/L	m ²	m	T	T	Ks=1.05	1,138
3,60	36,00	2,10	2,30	2,00	20,00	25,00	23,00	0,850	1,00	0,25	0,0	0,00	0,00	1,263	Kss=1.10	1,128
N°	b	h1	h2	h3	hred	Gi	Sin α	Cos α	Gn	Fm	Tan Φ	Li	Fc	Pi	Ft	
									Gi cos α	Gi sin α		b/Cos α	Ci.Li	T	T	T
	m	m	m	m	m	T			T	T			T	T	T	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
-3	3,15	-	-	1,73	1,65	10,91	0,30-	0,95	10,36	3,27-	0,36	3,32	3,32	5,74	1,66	
-2	3,60	-	-	2,83	2,70	20,41	0,20-	0,98	20,00	4,08-	0,36	3,67	3,67	10,39	3,46	
-1	3,60	2,38	0,81	1,43	4,63	35,00	0,10-	0,99	34,65	3,50-	0,36	3,64	3,64	8,15	9,54	
0	3,60	4,60	1,47	-	6,21	46,95	-	1,00	46,95	-	0,36	3,60	3,60	5,29	15,00	
1	3,60	6,08	1,05	-	7,23	54,66	0,10	0,99	54,11	5,47	0,36	3,64	3,64	3,82	18,10	
2	3,60	7,57	0,28	-	7,88	59,57	0,20	0,98	58,38	11,91	0,25	3,67	0,72	1,03	14,34	
3	3,60	8,16	-	-	8,16	61,69	0,30	0,95	58,61	18,51	0,25	3,79	3,22	-	14,65	
4	3,60	8,03	-	-	8,03	60,71	0,40	0,92	55,85	24,28	0,25	3,91	3,32	-	13,96	
5	3,60	7,39	-	-	7,39	55,87	0,50	0,87	48,61	27,94	0,25	4,14	3,52	-	12,15	
6	3,60	6,32	-	-	6,32	47,78	0,60	0,80	38,22	28,67	0,25	4,50	3,83	-	9,56	
7	3,60	4,74	-	-	4,74	35,83	0,70	0,71	25,44	25,08	0,25	5,07	4,31	-	6,36	
8	4,00	1,90	-	-	1,90	15,96	0,80	0,60	9,58	12,77	0,25	6,67	5,67	-	2,40	
						505,34				143,78			42,46		121,18	

ETAT : FIN DE CONSTRUCTION

TALUS - AVAL TABLEAU (III.12) (R1 = 36.00m)

LES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUE DE LA FONDATION ET DU REMBLAI DE LA DIGUE

b	R	γ_{nat}	γ_{sat}	γ_{dr}	ϕ_{dr}	ϕ_{sat}	ϕ_{nat}	Cr	Cd	Ksadm	Kfc	%
m	m	T/m ³	T/m ³	T/m ³	°	°	°	bars	bars			15%
3,60	36,00	2,10	2,30	2,00	20,00	25,00	23,00	0,850	1,00	1,40	1,627	-16,21%
N	b	h	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	Gi	Gi. $\sin \alpha$	ctg ϕ	C*b*ctg ϕ	G-U	$\cos \alpha$ *ctg ϕ	$\sin \alpha/n$	x2
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
-3	3,15	1,73	0,30-	0,95	11,44	3,43-	2,78	8,76	5,70	2,64	0,21-	5,95
-2	3,60	2,83	0,20-	0,98	21,39	4,28-	2,78	10,01	11,00	2,72	0,14-	8,14
-1	3,60	4,62	0,10-	0,99	34,93	3,49-	2,78	10,01	26,78	2,75	0,07-	13,73
0	3,60	6,07	-	1,00	45,89	-	2,78	10,01	40,60	2,78	-	18,21
1	3,60	7,13	0,10	0,99	53,90	5,39	2,78	10,01	50,08	2,75	0,07	21,31
2	3,60	7,85	0,20	0,98	59,35	11,87	4,00	2,66	58,32	3,92	0,14	15,02
3	3,60	8,16	0,30	0,95	61,69	18,51	4,00	12,24	61,69	3,80	0,21	18,44
4	3,60	8,03	0,40	0,92	60,71	24,28	4,00	12,24	60,71	3,68	0,29	18,38
5	3,60	7,39	0,50	0,87	55,87	27,94	4,00	12,24	55,87	3,48	0,36	17,74
8	4,44	1,90	0,80	0,60	17,72	14,18	4,00	15,10	17,72	2,40	0,57	11,05
						90,97						147,97

ETAT : DE VIDANGE RAPIDE

TALUS - AMONT TABLEAU (III.13) (R1 =31.00m)

	b	R	γ_{nat}	γ_{sat}	ϕ_{sat}	ϕ_{nat}	Cr	Ksadm	Kvr	%		
	m	m	T/m3	T/m3	°	°				15%		
	3,1	31,00	2,10	2,30	25,00	23,00	0,850	1,20	1,577	-31,42%		
N°	b	h1	h2	Gi	Sin α	Cos α	Gi.Sin α	C.b.Ctg Φ	C.b.Ctg Φ	Cos α .Ctg Φ	Cos α .Ctg Φ	10/12
	m	m	m	T			T		Gi -U.bi		Sin α / Kadm	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
-2	1,60	0,58	-	1,949	0,20-	0,98	0,39-	2,92	4,87	2,10	1,93	2,52
-1	3,10	1,45	-	9,44	0,10-	0,99	0,94-	5,65	15,09	2,12	2,04	7,40
0	3,10	2,99	-	19,46	-	1,00	-	5,65	25,11	2,14	2,14	11,73
1	3,10	4,29	-	27,93	0,10	0,99	2,79	5,65	33,58	2,12	2,20	15,26
2	3,10	5,16	-	33,59	0,20	0,98	6,72	5,65	39,24	2,10	2,27	17,29
3	3,10	5,75	-	37,43	0,30	0,95	11,23	5,65	43,08	2,04	2,29	18,81
4	3,10	5,99	-	38,99	0,40	0,92	15,60	5,65	44,64	1,97	2,30	19,41
5	3,10	5,83	-	37,95	0,50	0,87	18,98	5,65	43,60	1,87	2,29	19,04
6	3,10	5,20	-	33,85	0,60	0,80	20,31	5,65	39,50	1,72	2,22	17,79
7	2,78	3,96	-	23,12	0,70	0,71	16,18	5,07	28,19	1,52	2,10	13,42
8	2,78	1,89	-	11,03	0,80	0,60	8,82	5,07	16,10	1,29	1,96	8,21
							90,48					142,67

ETAT : DE SERVICE

TALUS - AVAL TABLEAU (III.14) (R2 = 32.00 m)

b	R	γ_{nat}	γ_{sat}	γ_{dr}	ϕ_{dr}	ϕ_{sat}	ϕ_{nat}	Cr	Cd	I	Sr	Rr	Fdfr	Fs	Ksadm	Ks
m	m	T/m3	T/m3	T/m3	°	°	°			H/L	m ²	m	T	T	Ks=1.05	2,007
3,20	32,00	2,10	2,30	2,00	20,00	25,00	23,00	0,850	1,00	0,25	0,0	0,00	0,00	0,752	Kss=1.10	1,987
N°	b	h1	h2	h3	hred	Gi	Sin α	Cos α	Gn	Fm	Tan Φ	Li	Fc	Pi	Ft	
									Gi cos α	Gi sin α		b/Cos α	Ci.Li	T	T	
	m	m	m	m	m	T			T	T			T	T	T	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
-2	4,31	-	-	2,38	2,27	20,55	0,20-	0,98	20,14	4,11-	0,36	4,40	4,40	10,47	3,48	
-1	3,20	3,16	-	-	3,16	21,24	0,10-	0,99	21,03	2,12-	0,36	3,23	3,23	-	7,57	
0	3,20	4,14	-	-	4,14	27,82	-	1,00	27,82	-	0,36	3,20	3,20	-	10,02	
1	3,20	5,40	-	-	5,40	36,29	0,10	0,99	35,93	3,63	0,37	3,23	3,23	-	13,29	
2	3,20	6,02	-	-	6,02	40,45	0,20	0,98	39,64	8,09	0,47	3,27	2,78	-	18,63	
3	3,20	6,31	-	-	6,31	42,40	0,30	0,95	40,28	12,72	0,47	3,37	2,86	-	18,93	
4	3,20	6,22	-	-	6,22	41,80	0,40	0,92	38,46	16,72	0,47	3,48	2,96	-	18,08	
5	3,20	5,72	-	-	5,72	38,44	0,50	0,87	33,44	19,22	0,47	3,68	3,13	-	15,72	
6	3,20	4,71	-	-	4,71	31,65	0,60	0,80	25,32	18,99	0,47	4,00	3,40	-	11,90	
7	3,20	3,06	-	-	3,06	20,56	0,70	0,71	14,60	14,39	0,47	4,51	3,83	-	6,86	
8	2,08	1,25	-	-	1,25	5,46	0,80	0,60	3,28	4,37	0,47	3,47	2,95	-	1,54	
						300,64				73,14			29,19		117,62	

ETAT : FIN DE CONSTRUCTION

TALUS - AVAL TABLEAU (III.15) (R2 =32.00 m)

LES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUE DE LA FONDATION ET DU REMBLAI DE LA DIGUE												
b	R	γ_{nat}	γ_{sat}	γ_{dr}	ϕ_{dr}	ϕ_{sat}	ϕ_{nat}	Cr	Cd	Ksadm	Kfc	%
m	m	T/m3	T/m3	T/m3	°	°	°	bars	bars			15%
3,20	32,00	2,10	2,30	2,00	20,00	25,00	23,00	0,85	1,00	1,40	2,042	- 45,86%
N	b	h	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	Gi	Gi.sin α	ctg ϕ	C*b*ctg ϕ	G-U	$\cos \alpha$ *ctg ϕ	$\sin \alpha/n$	x2
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
-2	4,31	2,38	0,20-	0,98	21,54	4,31-	2,78	11,98	11,07	2,72	0,14-	8,93
-1	3,20	3,16	0,10-	0,99	21,24	2,12-	2,78	8,90	21,24	2,75	0,07-	11,25
0	3,20	4,14	-	1,00	27,82	-	2,78	8,90	27,82	2,78	-	13,21
1	3,20	5,40	0,10	0,99	36,29	3,63	2,70	8,64	36,29	2,67	0,07	16,40
2	3,20	6,02	0,20	0,98	40,45	8,09	2,13	1,41	40,45	2,09	0,14	18,77
3	3,20	6,31	0,30	0,95	42,40	12,72	2,13	5,79	42,40	2,02	0,21	21,61
4	3,20	6,22	0,40	0,92	41,80	16,72	2,13	5,79	41,80	1,96	0,29	21,15
5	3,20	5,72	0,50	0,87	38,44	19,22	2,13	5,79	38,44	1,85	0,36	20,01
6	3,20	4,71	0,60	0,80	31,65	18,99	2,13	5,79	31,65	1,70	0,43	17,58
7	3,20	3,06	0,70	0,71	20,56	14,39	2,13	5,79	20,56	1,51	0,50	13,11
8	2,08	1,25	0,80	0,60	5,46	4,37	2,13	3,77	5,46	1,28	0,57	4,99
						72,94						148,91

ETAT : DE VIDANGE RAPIDE

TALUS - AMONT TABLEAU (III.16) (R2 = 27.00 m)

N°	b	R	γ_{nat}	γ_{sat}	ϕ_{sat}	ϕ_{nat}	Cr	Ksadm	Kvr	%			
	m	m	T/m3	T/m3	°	°				15%			
	2,70	27,00	2,10	2,30	25,00	23,00	0,85	1,20	1,576	-31,33%			
	b	h1	h2	Gi	Sin α	Cos α	Gi.Sin α	C.b.Ctg Φ	C.b.Ctg Φ	Cos α .Ctg Φ	Cos α .Ctg Φ	10/12	
	m	m	m	T			T		Gi -U.bi		Sin α / Kadm		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
-1	3,14	1,74	-	11,474	0,10-	0,99	1,15-	5,72	17,19	2,12	2,04	8,43	
0	2,70	2,38	-	13,49	-	1,00	-	4,92	18,41	2,14	2,14	8,60	
1	2,70	3,46	-	19,62	0,10	0,99	1,96	4,92	24,54	2,12	2,20	11,15	
2	2,70	4,27	-	24,21	0,20	0,98	4,84	4,92	29,13	2,10	2,27	12,83	
3	2,70	4,79	-	27,16	0,30	0,95	8,15	4,92	32,08	2,04	2,29	14,01	
4	2,70	4,99	-	28,29	0,40	0,92	11,32	4,92	33,21	1,97	2,30	14,44	
5	2,70	4,84	-	27,44	0,50	0,87	13,72	4,92	32,36	1,87	2,29	14,13	
6	2,70	4,28	-	24,27	0,60	0,80	14,56	4,92	29,19	1,72	2,22	13,15	
7	2,70	3,18	-	18,03	0,70	0,71	12,62	4,92	22,95	1,52	2,10	10,93	
8	2,54	1,50	-	8,00	0,80	0,60	6,40	4,63	12,63	1,29	1,96	6,44	
								72,42					114,11

ETAT : DE SERVICE

TALUS - AVAL TABLEAU (III.17) (R3 = 28.00m)

LES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUE DE LA FONDATION ET DU REMBLAI DE LA DIGUE

b m	R m	γ_{nat}	γ_{sat}	γ_{dr}	ϕ_{dr}	ϕ_{sat}	ϕ_{nat}	Cr	Cd	I	Sr	Rr	Fdfr	Fs	Ksadm	Ks
		T/m3	T/m3	T/m3	°	°	°			H/L	m ²	m	T	T	Ks=1.05	2,130
2,80	28,00	2,10	2,30	2,00	20,00	25,00	23,00	0,850	1,00	0,25	0,0	0,00	0,00	0,673	Kss=1.10	2,108
N°	b	h1	h2	h3	hred	Gi	Sin α	Cos α	Gn	Fm	Tan Φ	Li	Fc	Pi	Ft	
									Gi cos α	Gi sin α		b/Cos α	Ci.Li	T	T	T
	m	m	m	m	m	T			T	T			T	T	T	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
-3	2,09	1,25	-	-	1,25	5,49	0,30-	0,95	5,22	1,65-	0,36	2,20	2,20	-	1,88	
-2	2,80	2,11	-	-	2,11	12,41	0,20-	0,98	12,16	2,48-	0,36	2,86	2,86	-	4,38	
-1	2,80	3,51	-	-	3,51	20,64	0,10-	0,99	20,43	2,06-	0,36	2,83	2,83	-	7,35	
0	2,80	4,63	-	-	4,63	27,22	-	1,00	27,22	-	0,36	2,80	2,80	-	9,80	
1	2,80	5,46	-	-	5,46	32,10	0,10	0,99	31,78	3,21	0,46	2,83	2,83	-	14,62	
2	2,80	6,01	-	-	6,01	35,34	0,20	0,98	34,63	7,07	0,47	2,86	0,56	-	16,28	
3	2,80	6,26	-	-	6,26	36,81	0,30	0,95	34,97	11,04	0,47	2,95	2,51	-	16,44	
4	2,80	6,19	-	-	6,19	36,40	0,40	0,92	33,49	14,56	0,47	3,04	2,58	-	15,74	
5	2,80	5,78	-	-	5,78	33,99	0,50	0,87	29,57	17,00	0,47	3,22	2,74	-	13,90	
6	2,80	4,87	-	-	4,87	28,64	0,60	0,80	22,91	17,18	0,47	3,50	2,98	-	10,77	
7	2,80	3,43	-	-	3,43	20,17	0,70	0,71	14,32	14,12	0,47	3,94	3,35	-	6,73	
8	1,04	0,71	-	-	0,71	1,55	0,80	0,60	0,93	1,24	0,47	1,73	1,47	-	0,44	
						269,04				63,87			24,89		111,16	

ETAT : FIN DE CONSTRUCTION

TALUS - AVAL TABLEAU (III.18) (R3 = 28.00m)

LES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUE DE LA FONDATION ET DU REMBLAI DE LA DIGUE

b	R	γ_{nat}	γ_{sat}	γ_{dr}	ϕ_{dr}	ϕ_{sat}	ϕ_{nat}	Cr	Cd	Ksadm	Kfc	%
m	m	T/m3	T/m3	T/m3	°	°	°	bars	bars			15%
2,80	28,00	2,10	2,30	2,00	20,00	25,00	23,00	0,85	1,00	1,40	2,191	56,50%
N	b	h	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	Gi	Gi.sin α	ctg ϕ	C*b*ctg ϕ	G-U	$\cos \alpha * \text{ctg } \phi$	$\sin \alpha / n$	x2
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
-3	2,09	1,25	0,30-	0,95	5,49	1,65-	2,78	5,81	5,49	2,64	0,21-	4,65
-2	2,80	2,11	0,20-	0,98	12,41	2,48-	2,78	7,78	12,41	2,72	0,14-	7,83
-1	2,80	3,51	0,10-	0,99	20,64	2,06-	2,78	7,78	20,64	2,75	0,07-	10,60
0	2,80	4,63	-	1,00	27,22	-	2,78	7,78	27,22	2,78	-	12,59
1	2,80	5,46	0,10	0,99	32,10	3,21	2,17	6,08	32,10	2,15	0,07	17,20
2	2,80	6,01	0,20	0,98	35,34	7,07	2,13	1,17	35,34	2,09	0,14	16,37
3	2,80	6,26	0,30	0,95	36,81	11,04	2,13	5,07	36,81	2,02	0,21	18,78
4	2,80	6,19	0,40	0,92	36,40	14,56	2,13	5,07	36,40	1,96	0,29	18,43
5	2,80	5,78	0,50	0,87	33,99	17,00	2,13	5,07	33,99	1,85	0,36	17,67
6	2,80	4,87	0,60	0,80	28,64	17,18	2,13	5,07	28,64	1,70	0,43	15,83
7	2,80	3,43	0,70	0,71	20,17	14,12	2,13	5,07	20,17	1,51	0,50	12,56
8	1,04	0,71	0,80	0,60	1,55	1,24	2,13	1,88	1,55	1,28	0,57	1,85
						63,87						139,95

ETAT : DE VIDANGE RAPIDE

TALUS - AMONT TABLEAU (III.19) (R3 =23.00m)

	b	R	γ_{nat}	γ_{sat}	ϕ_{sat}	ϕ_{nat}	Cr	Ksadm	Kvr	%			
	m	m	T/m3	T/m3	°	°				15%			
	2,3	23,00	2,10	2,30	40,00	25,00	0,85	1,20	2,404	-100,33%			
N°	b	h1	h2	Gi	Sin α	Cos α	Gi.Sin α	C.b.Ctg Φ	C.b.Ctg Φ	Cos α .Ctg Φ	Cos α .Ctg Φ	10/12	
	m	m	m	T			T		Gi -U.bi		Sin α / Kadm		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
-1	2,95	1,66	-	10,28	0,10-	0,99	1,03-	2,99	13,27	1,18	1,10	12,06	
0	2,30	2,31	-	11,16	-	1,00	-	2,33	13,49	1,19	1,19	11,34	
1	2,30	3,13	-	15,12	0,10	0,99	1,51	2,33	17,45	1,18	1,26	13,85	
2	2,30	3,82	-	18,45	0,20	0,98	3,69	2,33	20,78	1,17	1,34	15,51	
3	2,30	4,26	-	20,58	0,30	0,95	6,17	2,33	22,91	1,13	1,38	16,60	
4	2,30	4,44	-	21,45	0,40	0,92	8,58	2,33	23,78	1,10	1,43	16,63	
5	2,30	4,32	-	20,87	0,50	0,87	10,44	2,33	23,20	1,04	1,46	15,89	
6	2,30	3,83	-	18,50	0,60	0,80	11,10	2,33	20,83	0,95	1,45	14,37	
7	2,30	2,93	-	14,15	0,70	0,71	9,91	2,33	16,48	0,85	1,43	11,52	
8	2,50	1,43	-	7,51	0,80	0,60	6,01	7,73	15,24	1,29	1,96	7,78	
							56,38						135,55

III.13 Conclusion

Dans ce chapitre on a choisi une digue en terre Zoné, après on a calculé les différents paramètres de cette variante. On remarque d'après les résultats obtenus dans les tableaux précédent que les coefficients de sécurité minimum calculés pour les différents cas de sollicitation sont strictement supérieurs aux coefficients de sécurité admissibles, ceci pour les cas avec séisme ou sans séisme.

Donc, ont conclu que la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

CHAPITRE IV :
Ouvrages annexes

IV.1 Introduction

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

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu seront :

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

IV.2 Calcul hydraulique des ouvrages annexes

Les calculs hydrauliques et le tracé des courbes bathymétriques seront calculés en utilisant la formule de CHEZY.

$$Q = S \cdot C \sqrt{RI} \quad (m^3/s) \quad \dots \dots \dots IV.1$$

$$S = (b + mh)h \quad (m^2) \quad \dots \dots \dots IV.2$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad (m) \quad \dots \dots \dots IV.3$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{16}} \quad \dots \dots \dots IV.4$$

$$H_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot b^2}} \quad \dots \dots \dots IV.5$$

Avec :

C : Coefficient de CHEZY.

R : Rayon hydraulique

I : pente du coursier

H_c : hauteur critique

P : périmètre mouillée

S : surface mouillée

Le choix de pentes des canaux sera arrêté de telle sorte à minimiser au maximum les volumes d'excavation d'une part et d'autre part de contenir le volume de la crue et maîtriser les vitesses d'écoulement des eaux.

Successivement les courbes bathymétriques et les tableaux des calculs seront donnés par tronçons selon le débit de la crue à prendre en considération pour la fréquence de retour voulue qui est arrêté en commun accord avec l'administration.

IV.3 L'évacuateur de crue

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

IV.3.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- Les difficultés de réalisation.
- Les exigences typographiques du site.
- Les exigences géologiques du site.
- La facilité d'entretien.
- La facilité de modification.
- Le coût de l'ouvrage.

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

- L'évacuateur à écoulement libre.
- L'évacuateur par puit noyé.

IV.3.2 Différents types des évacuateurs de crues

IV.3.2.1 Evacuateur de crues en puit (tulipe)

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

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

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

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

IV.3.2.2 Evacuateur de crues latérales à entonnement latéral

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

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

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

IV.3.2.3 Evacuateur de crue latérale à entonnement frontal

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

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

Ces inconvénients sont :

- Le coût peut élever.
- La difficulté de modification.

IV.3.2.4 Evacuateur de crues en siphon :

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

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

- **Choix de la variante**

La sauvegarde de la retenue vis à vis des crues sera assurée par un évacuateur de crues (À seuil déversant Frontale) situé sur la rive gauche de la vallée.

L'évacuateur de crues débitera **44.69m³ / s (100 ans de période de retour)** lorsque le plan atteindra les plus hautes eaux (**P.H.E**) à **600.20 m**

La débitante de l'ouvrage a été vérifiée pour une crue Millénaire de **61.81 m³/ s** qui peut être évacuée sans débordement.

IV.3.3 Calcul hydraulique du canal d'approche

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

Le canal d'approche dispose d'une largeur constante de 14,00 m sur toute sa longueur.

- **La vitesse d'approche**

La vitesse d'approche est calculée suivant la formule suivante :

$$V_0 = V_{\text{approche}} = \frac{Q}{S_{\text{can}}} \dots \dots \dots \text{IV. 6}$$

$$Q = 1\%Q_{\text{Laminé}} \dots \dots \dots \text{IV. 7}$$

Q=40,52 m³/s

Le coefficient de débit pris dans l'étude hydrologique est de **m=0,49** qui correspond au seuil projeté.

$$S_{\text{can}} = B \times H_n \dots \dots \dots \text{IV. 8}$$

$$H_n = P + H \dots \dots \dots \text{IV. 9}$$

H_n=1,70 m

S_{can}=23,8 m²

Q : Débit à évacuer [m³/s].

S_{can} : Section du canal en [m²].

H_n : Lane déversante en [m].

H : Hauteur de la lame d'eau près du seuil = PHE – NNR = (600.29-599.00) = **1.20m**

P : Hauteur de pelle = **0.5 m**

B : largeur de canal = **14 m**

$V_0=1,70 \text{ m/s}$

IV.3.4 Seuil

Le seuil du déversoir projeté se développe linéairement avec un profil rectangulaire. Il débite directement dans un canal dont l'axe est perpendiculaire à celui-ci.

- **Débit de déversement du seuil**

La capacité d'évacuation du seuil est exprimée selon l'équation suivante :

$$Q = m \times B \times \sqrt{2g} \times H_0^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots IV. 10$$

Donc le débit de déversement est :

$$Q = 0,49B \cdot \sqrt{19,62} \times H_0^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = 0,49 \times 14 \times \sqrt{19,62} \times H_0^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = 30,38H_0^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = m \times B \times \sqrt{2g} \times H_0^{\frac{3}{2}}$$

Donc le débit de déversement est :

$$Q = 0,49B \cdot \sqrt{19,62} \times H_0^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = 0,49 \times 14 \times \sqrt{19,62} \times H_0^{\frac{3}{2}}$$

$Q=30,38H_0^{3/2}$

- **La vitesse de déversement**

La vitesse de déversement est donnée par :

$$V = \frac{Q_{\text{déversé}}}{S} \dots\dots\dots IV. 11$$

$$S = b \times H$$

Tableau (IV-1) : Résultat des Paramètres de vitesse de déversement

H(m)	0.2	0.35	0.5	0.65	0.8	0.85	0.908	0.922	1	1.212
Q (m3/s)	2.72	6.29	10.74	15.92	21.74	23.81	26.29	26.90	30.38	40.54
V (m/s)	0.97	1.28	1.53	1.75	1.94	2.00	2.07	2.08	2.17	2.39

• Dimensionnement de seuil déversoir

Pour le dimensionner le seuil du déversoir on utilise la formule du débit :

$$Q = C.L.H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots IV.12$$

Q : Débit de déversoir

L : longueur déversant.

H : la charge sur le déversoir=**1,20 m.**

$$C = \mu\sqrt{2g} \dots\dots\dots IV.13$$

$$C = 4,43\mu$$

μ : coefficient de débit **μ=0.5**

g=9.81m²/s

C=2,22

Q=40,52 m³/s

$$L = \frac{Q}{\left(C \times H^{\frac{3}{2}}\right)} = \frac{40,52}{\left(2,22 \times 1,20^{\frac{3}{2}}\right)} \dots\dots\dots IV.14$$

L=13,88 m ≈ 14 m

Alors la longueur de Chenal est de 14.00m.

Tableau (IV-2) : Résultat des Paramètres Hydrauliques de seuil

Données					Résultats							
Géom	Largeur	Rugosité	Pente	Débit m ³ /s	Géométriques					Hydrauliques		
Type	b	K	I	Q	hn	Lm	Pm	Sm	Rh	V	Fr	Yc
Rec	14	71.42	0.098	40.52	0.30	14	14.6	4.17	0.28	9.70	5.67	0.95

IV.3.5 Coursier

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

Le coursier fait suite du chenal il est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

En général le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique) à partir de laquelle la pente augmente.

- **La longueur « L » du convergent**

$$L_{con} = 2,5 \times (b_1 - b_2) \dots \dots \dots IV. 15$$

b₁ : largeur au plafond du bief amont. **b₁=14m**

b₂ : largeur au plafond de la section de contrôle (largeur de coursier). **b₂=10m**

L_{con}=10m

- **Détermination de la hauteur normale, la hauteur critique de coursier**

On applique la formule de « CHEZY » on aura

$$Q = CS\sqrt{RI} \dots \dots \dots IV. 16$$

S : surface en m²

C : coefficient de CHEZY.

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \dots \dots \dots IV. 17$$

n=0.014 (revêtement en béton).

$$Q = 40,52 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau (IV-3) : Résultat des Paramètres Hydrauliques de coursier

Données					Résultats								
Géom		Rugosité	Pente	Débit m ³ /s	Géométriques					Hydrauliques			
type	b	K	I	Q	hn	Lm	Pm	Sm	Rh	V	Fr	Hsc	hc
<i>Rec</i>	10	71.42	0.037	40.52	0.5	10	11	5	0.45	8.11	3.66	1.78	1.18

- **La pente critique :**

$$Q = \frac{1}{n} \frac{S^{\frac{5}{3}}}{P^{\frac{2}{3}}} \sqrt{I_c} \dots\dots\dots IV.18$$

$$I_c = \frac{Q^2 n^2 P^{\frac{4}{3}}}{S^{\frac{10}{3}}} = \frac{40,52^2 \times 0,014^2 \times (10 + 2 \times 1,5)^{\frac{4}{3}}}{(10 \times 1,5)^{\frac{10}{3}}} \dots\dots\dots IV.19$$

I_c=2,55%

Suivant les valeurs ci-dessus on constate que **I>I_c** et **h_n<h_c**, Alors le régime d'écoulement est torrentiel.

IV.3.6 Bassin d'amortissement

C'est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

Les procédés de dissipation d'énergie les plus utilisées pour protéger le pied de l'ouvrage contre les affouillements sont les suivants :

- **Ressaut hydraulique :**

La production d'un ressaut au pied de la lame déversant permet de dissiper une grande partie de l'énergie de celle-ci.

- **Défecteurs en « saut de ski » :**

Le déflecteur en saut de ski est disposé à la partie inférieure du coursier avec :

- Une extrémité inférieure de coursier à concavité tournée vers le haut (en général en forme de parabole).
- Un déflecteur (cuillère) qui redresse vers le haut les lames liquides, la dissipation d'énergie est produite par :
 - Frottement de l'eau sur l'air.
 - Choc de la lame sur le matelas d'eau à l'aval de la retenue.

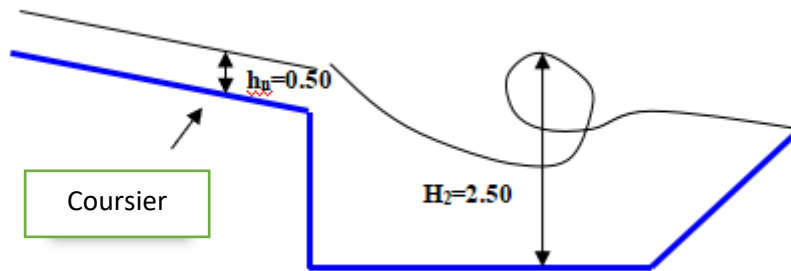


Figure (IV-1) : bassin d’amortissement

IV.3.6.1 Dimensionnement de bassin d’amortissement

- La longueur du bassin d’amortissement

$$L_{BA} = (0,8 - 0,9)L_{ressaut} \dots \dots \dots IV.20$$

$$L_{ressaut} = 6(H_2 - h_n) \dots \dots \dots IV.21$$

- Calcul le tirant d’eau après le ressaut H₂ :

$$H_2 = \frac{h_n}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_c}{h_n} \right)^3} - 1 \right] \dots \dots \dots IV.22$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} \dots \dots \dots IV.23$$

$\alpha=(1-1,1)$

q : Débit spécifique en m²

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{159,75}{10}$$

q=4,05 m²/s

Donc :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1,1 \times 4,05^2}{9,81}}$$

$$h_c = 1,23m$$

h_c=1,23 m

Alors :

$$H_2 = \frac{0,50}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{1,23}{0,5} \right)^3} - 1 \right]$$

$$H_2 = 2,48 \approx 2,50 \text{ m}$$

$$L_{ressaut} = 6(2,5 - 0,5)$$

$$L_{ressaut} = 12 \text{ m}$$

$$L_{BA} = 0,9 \times 12$$

$$L_{BA} = 10,80 \approx 11 \text{ m}$$

IV.3.7 Canal de fuite

Il sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued. Le canal projeté est de section trapézoïdale.

On applique la formule de « CHEZY » on aura

$$Q = CS\sqrt{RI}$$

S : surface en m² (forme trapézoïdale) tel que : b=20m, m=1

C : coefficient de CHEZY.

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$$

n=0,03

$$Q = 159,75 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau (IV-4) : Résultat des Paramètres Hydrauliques de canal de fuite

Données					Résultats									
Géométrie			Rugosité	Pente	Débit m3/s	h normal	Géométriques				Hydrauliques			
Type	b	m	K	I	Q	hn	Lm	Pm	Sm	Rh	V	Fr	Hsc	hc
Tra	20	1	33	0.0195	159.75	1.39	22.79	23.95	29.9	1.25	5.34	1.48	2.65	1.81

IV.3.8 Calcul de la ligne d'eau de l'évacuateur

Les calculs de la ligne d'eau ont été vérifiés par le logiciel " Canal 21 " les résultats sont présentés comme suit :

Tableau (IV-5) : Calcul de la ligne d'eau dans l'évacuateur de crue

canal21: résultats										
abcisse = 0.0 m										
cote = 599.0 m										
nombre de pas = 140										
débit = 40.5 m3/s										
Elem	x	Zf	Y m	V m/s	H m	Hs m	Pm m	S m ²	Lm m	Yc m
C.A	0.0	599.0	1.069	2.708	600.4	1.443	16.14	14.965	14	0.949
	15.8	599.0	1.027	2.818	600.4	1.432	16.05	14.381		
	16.8	599.0	1.023	2.829	600.4	1.431	16.05	14.323		
	17.9	599.0	1.019	2.841	600.4	1.43	16.04	14.26		
	19.0	599.0	1.014	2.855	600.4	1.429	16.03	14.192		
	20.0	599.0	1.008	2.871	600.4	1.428	16.02	14.116		
Seuil	20.0	599.0	1.008	2.871	600.4	1.428	16.02	14.116		
	24.0	599.0	0.977	2.961	600.4	1.424	15.96	13.682		
	24.2	599.0	0.974	2.973	600.4	1.424	15.95	13.631		
	24.5	599.0	0.969	2.986	600.4	1.424	15.94	13.569		
	24.7	599.0	0.963	3.004	600.4	1.423	15.93	13.487		
	25.0	599.0	0.949	3.051	600.4	1.423	15.9	13.282		
Chenal	25.0	599.0	0.948	3.052	600.4	1.423	15.9	13.276		
	36.0	597.9	0.472	6.131	600.3	2.388	14.94	6.609		
	36.8	597.8	0.464	6.234	600.2	2.445	14.93	6.5		
	37.5	597.7	0.457	6.333	600.2	2.501	14.91	6.398		
	38.2	597.6	0.45	6.429	600.2	2.557	14.9	6.303		
	39.0	597.6	0.444	6.521	600.2	2.611	14.89	6.214		
Jonc	39.0	597.6	0.444	6.521	600.2	2.611	14.89	6.214		
	46.9	596.1	0.402	7.202	599.1	3.046	14.8	5.626		
	47.4	596.0	0.4	7.229	599	3.064	14.8	5.605		
	47.9	595.9	0.399	3.667	14.8	5.585	0.949	0.032		
	48.5	595.8	0.398	3.686	14.8	5.566	0.949	0.031		
	49.0	595.7	0.396	3.703	14.79	5.549	0.949	0.029		
Coursier	49.0	595.7	0.574	2.975	11.15	5.74	1.187	0.013	1.781	
	56.9	595.4	0.562	3.072	11.12	5.619	1.187	0.012		
	57.4	595.4	0.561	3.078	11.12	5.612	1.187	0.012		
	58.0	595.3	0.56	3.083	11.12	5.604	1.187	0.011		
	58.5	595.3	0.56	3.089	11.12	5.597	1.187	0.011		
	59.0	595.3	0.559	3.095	11.12	5.59	1.187	0.011		
B.A	59.0	595.3	0.559	3.09	11.11	5.59	1.187	-0.02		
	67.7	595.3	0.584	2.89	11.16	5.84	1.187	-0.02		
	68.2	595.3	0.586	2.88	11.17	5.85	1.187	-0.02		
	68.8	595.3	0.587	2.87	11.17	5.87	1.187	-0.02		
	69.4	595.3	0.589	2.86	11.17	5.89	1.187	-0.02		
	70.0	595.3	0.591	2.84	11.18	5.9	1.187	-0.02		
C.F	70.0	595.3	0.556	3.03	11.57	5.86	1.141	0.09	1.65	
	125.0	584.3	0.463	4.01	11.3	4.84	1.141	0		

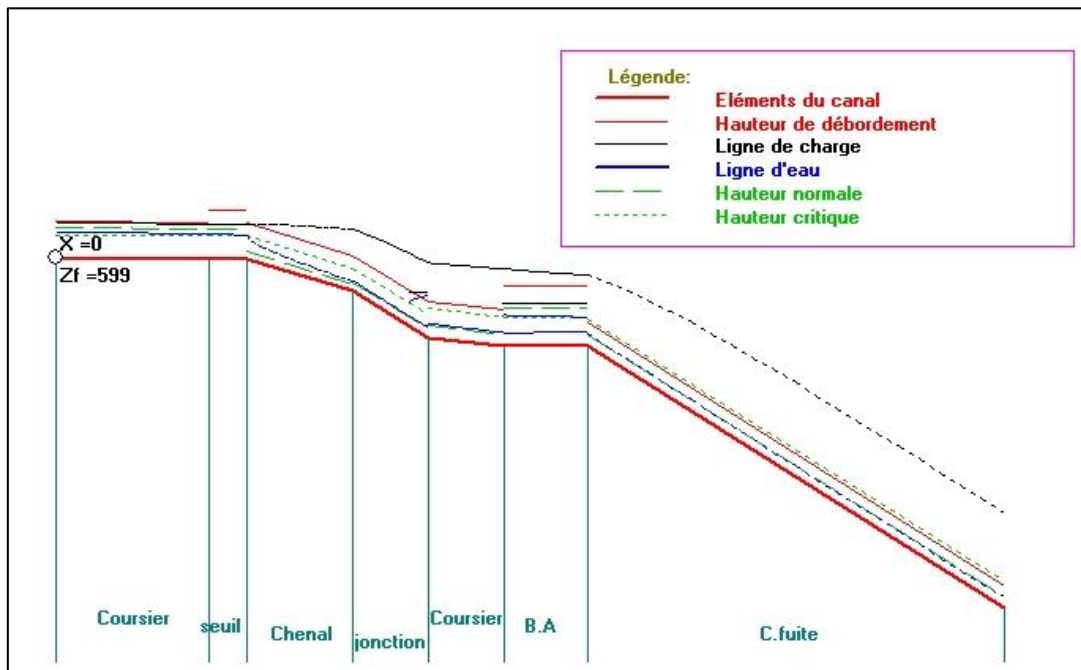


Figure (IV-2) : Profile des ouvrages annexes

IV.4 La prise d'eau et vidange de fond

IV.4.1 Calcul de la grille principale du puisard d'entrée

- La surface nette de la grille principale

$$S_{NGP} = \frac{Q_{max}}{V_{adm}} \dots \dots \dots IV. 24$$

Q_{max} : Débit maximum de la vidange $Q_{max} = 1,38 \text{ m}^3/\text{s}$.

V_{adm} : Vitesse admissible de l'écoulement de l'eau

$$V_{adm} = (0,5 - 1,0) \text{ m/s}$$

On prend pour notre cas $V_{adm} = 0,8 \text{ m/s}$

$$S_{NGP} = \frac{1,38}{0,8}$$

$S_{NGP} = 1,73 \text{ m}^2$

- La surface brute de la grille principale

$$S_{BGP} = \frac{S_{NGP}}{K} \dots \dots \dots IV. 24$$

Où :

$$K = \frac{a}{a + t} \dots\dots\dots IV. 25$$

a: écartement des barreaux a = 5 cm.

t: épaisseur des barreaux t = 3 cm.

$$K = \frac{5}{5 + 3} = 0,625$$

$$S_{BGP} = \frac{1,73}{0,625}$$

S_{BGP}=2,76 m²

IV.5 Temps de vidange de la retenue

Le débit évacué par la conduite est calculé par la formule

$$Q_i = \mu . S . \sqrt{2gh} \dots\dots\dots IV. 26$$

S : surface de la section de la conduite.

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \dots\dots\dots IV. 27$$

μ : Coefficient du débit

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\frac{\lambda L}{D} + \sum \xi}} \dots\dots\dots IV. 28$$

∑ξ somme des pertes de charge.

$$\sum \xi = 1 + 0,1 + 0,3 + 1$$

∑ξ=2,4

Le temps de vidange de la retenue :

$$t = \frac{H}{2g} \left(\frac{S_1}{H_1} + \frac{2S_2}{H_2} + \frac{3S_3}{H_3} + \dots + \frac{iS_i}{H_i} \right) \dots\dots\dots IV. 29$$

IV.5.1 Application pour la conduite Φ500

$$S = \frac{3,14 \times 0,5^2}{4}$$

$$S=0,19625 \text{ m}^2$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\frac{0,02 \times 80}{0,5} + 2,4}} = 0,42$$

$$\mu=0,42$$

$$Q_i = 0,37\sqrt{H}$$

Le calcul de temps de vidanges est dans le tableau suivant :

Tableau (IV-6) : Exemple de calcul de temps de vidange (Φ500)

Longueur de la Conduite (m) = 80						
Côte Aval= 587.1						
λ	ϕ	ζ	g	π	S	μ
0.02	0.5	2.4	9.81	3.14	0.19625	0.447
Niveau d'eau dans la retenue m NGA	Volume correspondant m ³	Volume évacué Vi m ³	Hauteur d'eau m	Debit évacué m ³ /s	Debit moyen Qmoy m ³ /s	Temps de vidange s
599	107759.0		11.9	1.41	-	-
598	84702.0	23057	10.9	1.35	1.38	16705.71
597	64615.0	20087	9.9	1.29	1.32	15238.21
596	47344.0	17271	8.9	1.22	1.25	13782.16
595	33518.0	13826	7.9	1.15	1.18	11672.38
594	22830.0	10688	6.9	1.07	1.11	9614.77
593	14726.0	8104	5.9	0.99	1.03	7840.64
592	8882.0	5844	4.9	0.91	0.95	6157.30
591	4810.0	4072	3.9	0.81	0.86	4755.50
590	2191.0	2619	2.9	0.70	0.75	3483.29
589	705.0	1486	1.9	0.56	0.63	2358.95
588	101.0	604	0.9	0.39	0.48	1269.59
					$\Sigma t (s) =$	92878.51
					$\Sigma t (j) =$	1.07

Donc on aura un temps de vidange pour un diamètre de 400 mm de 1 Jours 3h 36 min.

Les autres applications pour les autres diamètres des conduites sont définies dans l'annexe (6)

IV.6 Conclusion

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage dans ce cas, on doit éviter tout sous-dimensionnement de chaque ouvrage.

On a dimensionné les ouvrages annexes de sorte que l'ouvrage soit en sécurité pendant la mise en œuvre. L'évacuateur de crue pourra évacuer les quantités d'eau en excès durant la crue, le diamètre de la conduite de prise d'eau pourra véhiculer un débit d'eau sans interrompre la demande en eau d'irrigation, la conduite de vidange du fond a la capacité de vider la retenue sur une durée de 1 jours, et servira d'une prise d'eau en cas de dysfonctionnement de la prise d'eau initiale.

CONCLUSION GENERALE

Cette étude pour objectif d'étudier la faisabilité de construit la retenue collinaire à Beni Souik commune Djemmorah (W. BISKRA), En tenant compte, bien sûr, de données topographiques, géologiques, géotechniques, hydrologiques et économiques. Donc on a appliqué les principes de conception et les techniques de construction des barrages.

Au terme de ce mémoire que l'on a fait, il nous parait essentiel de dégager quelques idées maîtresses qui apparaissent en rigueurs importantes :

Au niveau de la conception, on a privilégié la simplicité dans le choix conceptuels. Rien ne sert de prévoir des ouvrages trop compliqués. Bien au contraire, on aura intérêt, pour faciliter le suivi, l'entretien et l'exploitation, à prévoir des dispositifs simples et robustes.

A propos de la phase chantier, nous n'insisterons jamais assez sur la nécessité d'obtenir une très grande qualité de réalisation, L'exécution doit être très soignée.

Dès le stade du projet et, plus tard, lors du suivi et de la surveillance du barrage, le souci de sécurité sera permanent, pour cela la nécessité de l'entretien nous semble également essentielle à rappeler, et notamment du petit entretien courant.

A la fin de cette étude, on peut conclure que la retenue collinaire est faisable. Et nous espérons donc que ces quelques idées, ainsi que les méthodes développées tout au long de ce travail, sera prendre en considération au niveau de l'ANB.

Référence bibliographie

- [1] **Alberge.J, Nasri.S, Boufaroua.M, Droubi.A, Merzouk.A, 2004.** Petits barrages et lacs collinaires, aménagements originaux de conservation des eaux et de protection des infrastructures avalées : exemples des petits barrages en Afrique du nord et au Proche-Orient. Sécheresse n°1 vol. 15, pp 78-86.
- [2] **Benlaoukli.B et Touaïbia.B, 2004.** L'expérience algérienne dans le domaine des études de retenues collinaires. Revue des sciences de l'eau, journal of water science, vol. 17, n° 2, pp. 153-162.
- [3] **Benmia, K.,** " Evaluation de la performance des barrages de protection contre les inondations cas de la ville de Ghazaouet ", mémoire de magister en hydraulique, université Aboubakr Belkaïd Tlemcen, 2012.
- [4] **CIGB (1994).** Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95.
- [5] **Delliou. P, 2003.** LES BARRAGES : CONCEPTION ET MAINTENANCE. Presses universitaires de Lyon, Vaulx-en-Velin, vol. 1, 270 p.
- [6] **Laborde J, 2009.** Éléments d'hydrologie de surface. École polytechnique de l'université Sophia Antipolis, Nice France.
- [7] **PADAUX.S ,1985.** Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris. France
- [8] **REMENIERAS.G ,1986.** Hydrologie de l'ingénieur. Édition Eyrolles. Paris. France.
- [9] **Rodriguez, et al.,** " Procédures méthodologique pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages ", manuel de conception et projets typique des digues en terre, Alger, avril 2004 version Française.
- [10] **Saradouni F.,** " contribution à l'étude de la vulnérabilité des retenues collinaires vis - à- vis aléas naturels, dans un système d'information géographique (SIG) ", mémoire de magister, université de Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, 2013.
- [11] **Sokolovsky D. L.** "Ecoulement fluvial ". Leningrad, Guidrométéoizdat, 1968, 538 p. (en langue russe).
- [12] **TOUAIBIA.B ,1998.** Cours magistral d'hydrologie. ENSH. Blida. Algérie.

[13] **TOUAIBIA.B, BENLAOUKLI.B ,2004.** Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH. Blida. Algérie.

[14] **Bureau d'engineering et étude polytechnique,** " Etude et diagnostique de la retenue collinaire sur Bethlou 1 commune El-hseur ", Etude hydrotechnique, 29 coopératives immobilier "El Djazair" cité cabinet sétif.

Annexes

Annexe 1

ETUDE DE LA REGULARISATION

NNR = 599m - VNNR = 107759 m³

Données de bases:

Titre : RC BENI SOUK - Commune BENI SOUK - W.BISKRA

Nombre d'année : 1
 Première année : 2015
 Volume mort : 9822 m³
 Infiltration mensuelle de la capacité annuelle : 0,50 %
 Paramètre W_a de la courbe capacité /surface : 0,016
 Paramètre W_b de la courbe capacité /surface : 0,643
 Evaporation annuelle : 2,39 m

Capacité maximale du barrage : 107759 m³
 Capacité Utile : 97937 m³

Besoin annuel : 110000 m³ 72,44

Mois	Apport mensuel	Besoin net	Déversement	Surface plan d'eau	Pertes évaporation	Pertes infiltration	Retenue	Niveau plan d'eau
	m ³	m ³	m ³	m ²	m ³	m ³	m ³	m, NGA
9	11022	6710	0	6672	1729	71	12335	592,63
10	7055	1859	0	7662	1207	88	16237	593,24
11	2376	0	0	7963	925	93	17594	593,43
12	6250	0	0	9337	907	119	22818	594,07
1	11528	0	0	11805	1068	172	33107	595,06
2	8956	0	0	13448	1402	210	40451	595,64
3	12231	0	0	15541	2418	263	50000	596,29
4	10464	5214	0	16024	3208	276	51767	596,40
5	8811	14234	0	14312	3712	232	42400	595,78
6	7902	23177	0	10144	3410	136	23580	594,15
7	9865	23623	0	5280	1935	49	7838	591,72
8	6849	4865	0	5280	1260	49	8513	591,88

Balance annuelle

Année	Apport m ³	Besoin net m ³	Déversement m ³	Evaporation m ³	Infiltration m ³	Retenue m ³	Capacité m ³
2015	103310	79682	0	23180	1758	8513	107759

Volume mort dans la période de 1 année : 2 Mois
 Retenue > Volume mort : 83,33 % du temps
 Besoin régularisé : 79682 m³
 Efficience de la régularisation : 72,44 %
 Efficience du barrage : 73,94 %
 Efficience hydrologique : 77,13 %

Annexe 2

ETUDE DE LA REGULARISATION

NNR = 599m - VNNR = 107759 m³

Données de bases:

Titre : **RC BENI SOUK - Commune BENI SOUK - W.BISKRA**
 Nombre d'année : 1
 Première année : 2015
 Volume mort : 9822 m³
 Infiltration mensuelle de la capacité annuelle : 0,50 %
 Paramètre W_a de la courbe capacité /surface : 0,016
 Paramètre W_b de la courbe capacité /surface : 0,643
 Evaporation annuelle : 2,39 m

Capacité maximale du barrage : 107759 m³
 Capacité Utile : 97937 m³

Besoin annuel : 100000 m³

78,96

Mois	Apport mensuel	Besoin net	Déversement	Surface plan d'eau	Pertes évaporation	Pertes infiltration	Retenue	Niveau plan d'eau
	m ³	m ³	m ³	m ²	m ³	m ³	m ³	m, NGA
9	11022	6100	0	6855	1776	74	12894	592,73
10	7055	1690	0	7865	1239	91	16930	593,34
11	2376	0	0	8152	947	97	18262	593,52
12	6250	0	0	9504	923	123	23466	594,14
1	11528	0	0	11948	1080	175	33739	595,11
2	8956	0	0	13577	1416	213	41066	595,69
3	12231	0	0	15658	2436	266	50594	596,33
4	10464	4740	0	16223	3248	282	52789	596,46
5	8811	12940	0	14768	3830	243	44587	595,94
6	7902	21070	0	11149	3748	157	27515	594,55
7	9865	27558	0	5280	1935	49	7838	591,72
8	6849	4865	0	5280	1260	49	8513	591,88

Balance annuelle

Année	Apport m ³	Besoin net m ³	Déversement m ³	Evaporation m ³	Infiltration m ³	Retenue m ³	Capacité m ³
2015	103310	78962	0	23838	1819	8513	107759

Volume mort dans la période de 1 année : 2 Mois
 Retenue > Volume mort : 83,33 % du temps
 Besoin régularisé : 78962 m³
 Efficacité de la régularisation : 78,96 %
 Efficacité du barrage : 73,28 %
 Efficacité hydrologique : 76,43 %

Annexe 3

ETUDE DE LA REGULARISATION

NNR = 599m - VNNR = 107759 m³

Données de bases:

Titre : **RC BENI SOUK - Commune BENI SOUK - W.BISKRA**
 Nombre d'année : 1
 Première année : 2015
 Volume mort : 9822 m³
 Infiltration mensuelle de la capacité annuelle : 0,50 %
 Paramètre W_a de la courbe capacité /surface : 0,016
 Paramètre W_b de la courbe capacité /surface : 0,643
 Evaporation annuelle : 2,39 m

Capacité maximale du barrage : 107759 m³
 Capacité Utile : 97937 m³

Besoin annuel : 98500 m³ 80,05

Mois	Apport mensuel	Besoin net	Deversement	Surface plan d'eau	Pertes evaporation	Pertes infiltration	Retenue	Niveau plan d'eau
	m ³	m ³	m ³	m ²	m ³	m ³	m ³	m, NGA
9	11022	6009	0	6883	1783	74	12978	592,74
10	7055	1665	0	7896	1243	92	17034	593,35
11	2376	0	0	8180	951	97	18362	593,53
12	6250	0	0	9529	925	123	23563	594,15
1	11528	0	0	11969	1082	175	33834	595,12
2	8956	0	0	13597	1418	214	41158	595,69
3	12231	0	0	15675	2439	267	50683	596,33
4	10464	4669	0	16252	3253	282	52943	596,47
5	8811	12746	0	14836	3848	245	44916	595,96
6	7902	20754	0	11295	3797	160	28107	594,61
7	9865	28150	0	5280	1935	49	7838	591,72
8	6849	4865	0	5280	1260	49	8513	591,88

Balance annuelle

Année	Apport m ³	Besoin net m ³	Deversement m ³	Evaporation m ³	Infiltration m ³	Retenue m ³	Capacité m ³
2015	103310	78856	0	23935	1828	8513	107759

Volume mort dans la période de 1 année : 2 Mois
 Retenue > Volume mort : 83,33 % du temps
 Besoin régularisé : 78856 m³
 Efficacité de la régularisation : 80,06 %
 Efficacité du barrage : 73,18 %
 Efficacité hydrologique : 76,33 %

Annexe 4

ETUDE DE LA REGULARISATION

NNR = 599m - VNNR = 107759 m³

Données de bases:

Titre : **RC BENI SOUK - Commune BENI SOUK - W.BISKRA**
 Nombre d'année : 1
 Première année : 2015
 Volume mort : 9822 m³
 Infiltration mensuelle de la capacité annuelle : 0,50 %
 Paramètre W_a de la courbe capacité /surface : 0,016
 Paramètre W_b de la courbe capacité /surface : 0,643
 Evaporation annuelle : 2,39 m

Capacité maximale du barrage : 107759 m³
 Capacité Utile : 97937 m³

Besoin annuel : 90000 m³

86,31

Mois	Apport mensuel	Besoin net	Deversement	Surface plan d'eau	Pertes evaporation	Pertes infiltration	Retenue	Niveau plan d'eau
	m ³	m ³	m ³	m ²	m ³	m ³	m ³	m, NGA
9	11022	5490	0	7036	1823	77	13454	592,82
10	7055	1521	0	8066	1270	95	17623	593,43
11	2376	0	0	8339	969	100	18930	593,60
12	6250	0	0	9670	939	126	24115	594,21
1	11528	0	0	12090	1093	178	34372	595,17
2	8956	0	0	13706	1429	217	41682	595,73
3	12231	0	0	15774	2454	270	51189	596,37
4	10464	4266	0	16420	3287	287	53814	596,53
5	8811	11646	0	15217	3947	255	46778	596,08
6	7902	18963	0	12106	4070	179	31469	594,92
7	9865	26757	0	6805	2494	73	12010	592,57
8	6849	9037	0	5280	1260	49	8513	591,88

Balance annuelle

Année	Apport m ³	Besoin net m ³	Deversement m ³	Evaporation m ³	Infiltration m ³	Retenue m ³	Capacité m ³
2015	103310	77680	0	25035	1904	8513	107759

Volume mort dans la période de 1 année : 1 Mois
 Retenue > Volume mort : 91,67 % du temps
 Besoin régularisé : 77680 m³
 Efficience de la régularisation : 86,31 %
 Efficience du barrage : 72,09 %
 Efficience hydrologique : 75,19 %

Annexe 5

ETUDE DE LA REGULARISATION

Tableau N° 27 : NNR = 599m - VNNR = 107759 m³

Données de bases:

Titre : **RC BENI SOUK - Commune BENI SOUK - W.BISKRA**
 Nombre d'année : 1
 Première année : 2015
 Volume mort : 9822 m³
 Infiltration mensuelle de la capacité annuelle : 0,50 %
 Paramètre Wa de la courbe capacité /surface : 0,016
 Paramètre Wb de la courbe capacité /surface : 0,643
 Evaporation annuelle : 2,39 m

Capacité maximale du barrage : 107759 m³
 Capacité Utile : 97937 m³

Besoin annuel : 80000 m³

95,32

Mois	Apport mensuel	Besoin net	Deversement	Surface plan d'eau	Pertes evaporation	Pertes infiltration	Retenue	Niveau plan d'eau
	m ³	m ³	m ³	m ²	m ³	m ³	m ³	m, NGA
9	11022	4880	0	7215	1869	80	14015	592,91
10	7055	1352	0	8264	1301	99	18318	593,52
11	2376	0	0	8524	990	103	19600	593,69
12	6250	0	0	9834	955	129	24766	594,28
1	11528	0	0	12231	1106	181	35006	595,22
2	8956	0	0	13835	1443	220	42300	595,78
3	12231	0	0	15890	2472	273	51786	596,40
4	10464	3792	0	16616	3326	292	54840	596,59
5	8811	10352	0	15658	4061	266	48972	596,23
6	7902	16856	0	13024	4378	200	35440	595,25
7	9865	23784	0	8742	3204	108	18210	593,51
8	6849	15236	0	5280	1260	49	8513	591,88

Balance annuelle

Année	Apport m ³	Besoin net m ³	Deversement m ³	Evaporation m ³	Infiltration m ³	Retenue m ³	Capacité m ³
2015	103310	76252	0	26366	2001	8513	107759

Volume mort dans la période de 1 année : 1 Mois
 Retenue > Volume mort : 91,67 % du temps
 Besoin régularisé : 76252 m³
 Efficacité de la régularisation : 95,32 %
 Efficacité du barrage : 70,76 %
 Efficacité hydrologique : 73,81 %

Annexe 6

Longueur de la Conduite (m) = 70
Côte Aval=905,5

λ	ϕ	ζ	g	π		S	μ
0,02	0,3	1,61	9,81	3,14		0,07065	0,323
Niveau d'eau dans la retenue m NGA	Volume correspondant m ³	Volume évacué Vi m ³	Hauteur d'eau m	Debit évacué m ³ /s	2 X Debit évacué	Debit moyen Qmoy m ³ /s	Temps de vidange s
1041	85791		20,52	0,45729	0,91457		
1040	6	85785	19,52	0,44601	0,89201	0,90329	94969,29606
1039	169210	-169204	18,52	0,43443	0,86886	0,88044	-192182,095
1038	129500	39710	17,52	0,42254	0,84508	0,85697	46337,68483
1037	95190	34310	16,52	0,41030	0,82061	0,83284	41196,26436
1036	66050	29140	15,52	0,39769	0,79538	0,80799	36064,60862
1035	43830	22220	14,52	0,38467	0,76933	0,78236	28401,3708
1034	27230	16600	13,52	0,37118	0,74237	0,75585	21962,06591
1033	14740	12490	12,52	0,35719	0,71438	0,72838	17147,74752
1032	6700	8040	11,52	0,34263	0,68526	0,69982	11488,61937
1031	2290	4410	10,52	0,32742	0,65484	0,67005	6581,572431
1030	850	1440	9,52	0,31147	0,62294	0,63889	2253,896473
$\Sigma t (s) = 114221,03$							
$\Sigma t (j) = 1$							

Longueur de la Conduite (m) = 65

Côte Aval=1025

λ	ϕ	ζ	g	π	S	μ
0,02	0,5	2,4	9,81	3,14	0,19625	0,447
Niveau d'eau dans la retenue m NGA	Volume correspondant m ³	Volume évacué Vi m ³	Hauteur d'eau m	Debit évacué m ³ /s	Debit moyen Qmoy m ³ /s	Temps de vidange s
1036	26814,0		11	1,36		
1035	18937,0	7877	10	1,29	1,32	5947,02
1034	12819,0	6118	9	1,23	1,26	4856,33
1033	8330,0	4489	8	1,16	1,19	3767,37
1032	5061,0	3269	7	1,08	1,12	2921,03
1031	2763,0	2298	6	1,00	1,04	2206,10
1030	2763,0	0	5	0,91	0,96	0,00
1029	546,0	2217	4	0,82	0,87	2560,02
1028	171,0	375	3	0,71	0,76	491,50
$\Sigma t (s) = 22749,37$						
$\Sigma t (j) = 0,26$						

Longueur de la Conduite (m) = 53
Côte Aval= 1029,76

λ	ϕ	ζ	g	π	S	μ
0,02	0,5	2,4	9,81	3,14	0,19625	0,470
Niveau d'eau dans la retenue m NGA	Volume correspondant m ³	Volume évacué Vi m ³	Hauteur d'eau m	Debit évacué m ³ /s	Debit moyen Qmoy m ³ /s	Temps de vidange s
1038	149335,0		8,24	1,17369		
1037	91758,0	57577	7,24	1,10017	1,13693	50642,54
1036	50796,0	40962	6,24	1,02137	1,06077	38615,41
1035	24388,0	26408	5,24	0,93596	0,97866	26983,78
1034	8966,0	15422	4,24	0,84192	0,88894	17348,75
1033	2284,0	6682	3,24	0,73597	0,78895	8469,50
1032	311,0	1973	2,24	0,61195	0,67396	2927,47
					$\Sigma t (s) = 144987,44$	
					$\Sigma t (j) = 1,68$	