

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET ALGERIENNE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



Université Blida 1

Faculté de Technologie

Département des Sciences de L'eau et Environnement

جامعة البليدة 1

كلية التكنولوجيا

قسم علوم المياه والبيئة

Mémoire de fin d'étude présenté en vue de l'obtention du diplôme de

Master

Filière : **Hydraulique**

Spécialité : **Sciences de l'Eau**

Thème :

**Etude hydrologique, dimensionnement du réservoir et laminage
des crues du barrage Sidi-Khelifa,**

Wilaya de Tizi Ouzou

Présenté par :

Mlle BELKAS Meriem

Mr HADDADEN Ilyes

Devant le jury composé de :

Mr BOUIKNIA MCA (Président)

Mme TAIBLS MAA (Examinatrice)

Mr MESSAOUD NACER.N MCA (Examinateur)

Mr GUENDOZA Professeur (Promoteur)

Promotion 2016 - 2017

Remerciements

À notre encadreur,

Nous tenons tout d'abord à remercier notre promoteur Mr GUENDOUZ.A pour ses orientations, et sa patience durant toute la période du travail.

Au jury,

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'examiner notre travail.

À nos professeurs,

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à Mr BENSAFIA, le chef de département de Sciences de l'Eau et Environnement, à Mr TAIBI, le directeur des études, et à tous les professeurs qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous ont soutenu dans la poursuite de nos études.

Nous remercions également Mme OUCHAR, directrice des études à l'Agence Nationale des Barrages et Transfert, pour nous avoir proposé le thème de notre travail ainsi que Mr NOUI et Mr OUSAAD pour leurs conseils, leurs services et leur disponibilité.

Nous remercions aussi toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce mémoire ...

À mes parents,

Pour leur affection et leurs prières et encouragements dont ils ont fait preuve durant toutes mes années d'études et qui ont toujours cru en moi, à qui je dois ce que je suis devenu aujourd'hui.

A mes grands-parents

A mes frères et sœurs,

Qui m'ont toujours poussé à aller de l'avant.

A tous mes amis.

A toute la promotion SEE 2017.

Ilyes

Je dédie ce mémoire....

À mes parents,

Qui m'ont mis sur cette voie, qui m'ont apporté soutien, amour et affection afin que je puisse venir à l'aboutissement de mes études et sans qui, rien ne pourrait être possible.

À mon frère et ma sœur,

Pour leur présence et leur encouragements permanents.

À mes grands-parents,

Maní,

Pour ses prières, son attention, et sa présence permanente à mes côtés.

Daddy et Mamoutí,

Pour leur soutien moral, leurs conseils et pour le temps qu'ils m'ont consacré, je ne serais jamais arrivé sans leur précieuse aide.

À ma famille,

Mes tantes et oncles, cousins et cousines.

À mes Amis,

Pour ceux qui ont cru en moi, encouragé et motivé.

Meriem

ملخص:

ت تعاني الجزائر منذ سنوات من نقص مائي ملحوظ. وقد أدى ذلك إلى تنفيذ برنامج واسع لتعبئة المياه. في إطار الاستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من أجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى البحر، لذا ترى الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة إنشاء سدود. وعلى إثر ذلك، يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير الأبعاد الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها ومتمماته وفي إطار ذلك يأتي مشروع تخرجنا هذا لتناول دراسة مفصلة لسد مائي على مستوى أزفون بولاية تيزي وزو.

الكلمات المفتاحية: دراسة هيدرولوجية، مستجمعات المياه، التنظيم، تصفيح الفيضانات، تحجيم السد

RESUME :

L'Algérie connaît depuis quelques années un stress hydrique assez marqué. Ceci a conduit à la mise en œuvre d'un vaste programme de mobilisation des eaux. Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d'eau qui sont perdus (rejet en mer). L'Agence Nationale des Barrages et Transfert s'est vue réaliser des barrages. Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce projet de fin d'études est une étude de faisabilité d'un futur barrage dans la région d'Azeffoune dans wilaya de Tizi Ouzou.

Mots clés: Etude hydrologique, bassin versant, régularisation, laminage des crues, dimensionnement d'une digue.

ABSTRACT:

Algeria has for some years experienced a marked water stress. This has led to the implementation of an extensive water mobilization program. In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quality of water that is lost (dismissal in sea). The ANBT saw itself achieving dams. However, the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened. Sow to survey we led in this thesis is a feasibility of a dam in Azeffoune at the wilaya of the area of Tizi Ouzou.

Key words: Hydrological study, watershed, regulation, flood lamination, dimensioning of a dike.

LISTE DES FIGURES

PARTIE 1	ETUDE DU SITE	
Chapitre I:	Présentation de la zone d'étude	
Figure I.1.	Zone d'étude.....	3
Figure I.2.	Oued Sidi Ahmed Youcef.	4
Chapitre II :	Etude hydrologique	
Figure II.1.	Localisation du bassin versant de Sidi Khelifa.....	8
Figure II.2.	Courbe hypsométrique.....	10
Figure II.3.	Le rectangle équivalent.....	12
Figure II.4.	Réseau hydrographique du bassin versant de Sidi Khelifa.....	15
Figure II.5.	Positionnement des stations pluviométriques.....	20
Figure II.6.	Droite de régression linéaire des stations Yakourene et Tala Gassi.....	25
Figure II.7.	Méthode des polygones de THEISSEN.....	28
Figure II.8.	Méthode des deux axes.....	29
Figure II.9.	Droite de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	33
Figure II.10.	Droite d'ajustement à la loi Log-normale.....	37
Figure II.11.	Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.....	50
Figure II.12.	Crue de projet.....	51
	.	
PARTIE 2	CAPACIE DE LA RETENUE	
Chapitre I:	Etude de régularisation	
Figure I.1.	Courbe hauteur-capacité-surface.....	59
Figure I.2.	Taux de régularisation optimum.....	60
Figure I.3.	Organigramme explicatif de la régularisation saisonnière.....	63
Figure I.4.	Taux de régularisation optimum.....	64
Figure I.5.	Taux de régularisation optimum.....	66
Chapitre II :	Etude de laminage des crues	
Figure II.1.	Exemple d'un laminage de crue.....	69
Figure II.2.	Courbe du graphe H-S-V.....	70
Figure II.3.	Profil de la dénivelée de la gorge.....	71
Figure II.4.	Schéma de la digue.....	71
Figure II.5.	La courbe caractéristique.....	72
Figure II.6.	Laminage par la méthode graphique.....	76
Figure II.7.	Exemple de laminage pour (b = 30m).....	77
Figure II.8.	Croquis du déversoir.....	78
Figure II.9.	Schéma de la digue.....	79
Figure II.10.	Coupe de la digue.	79
Figure II.11.	Répartition des sections de la digue.	79
Figure II.12.	Largeur de déversoir optimum	82
Chapitre III:	Dimensionnement de la digue	
Figure III.1.	L'axe de la digue.....	83
Figure III.2.	Profil d'une digue.....	84

LISTE DES TABLEAUX

PARTIE 1 ETUDE DU SITE

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.1.	Tableau de la courbe hypsométrique.....	9
Tableau II.2.	Tableau de la largeur des intervalles du rectangle équivalent.....	11
Tableau II.3.	Données pour le calcul de I_p	13
Tableau II.4.	Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	14
Tableau II.5.	Différents valeurs du temps de concentration.....	18
Tableau II.6.	Tableau récapitulatif des résultats.....	19
Tableau II.7.	Caractéristiques des stations pluviométriques.....	20
Tableau II.8.	Tableau du test de WILCOXON.....	22
Tableau II.9.	Tableau représentatif de la régression linéaire simple entre les stations de Yakourene et de Tala Gassi.....	24
Tableau II.10.	Matrice des coefficients de corrélation.....	25
Tableau II.11.	Résultats du comblement et l'extension.....	26
Tableau II.12.	Répartition des pluies moyennes des stations pluviométriques selon leurs surfaces.....	28
Tableau II.13.	La méthode des deux axes.....	30
Tableau II.14.	Tableau récapitulatif des précipitations moyennes.....	30
Tableau II.15.	Tableau de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	32
Tableau II.16.	Test de Kolmogorov-Smirnov.....	34
Tableau II.17.	Ajustement à la loi Log-normale.....	36
Tableau II.18.	Test de KOLMOGOROV.....	38
Tableau II.19.	Récapitulatif des résultats du test de KOLMOGOROV.....	39
Tableau II.20.	Pluies journalières maximales pour différentes périodes de retour.....	40
Tableau II.21.	Récapitulatif des apports liquides.....	44
Tableau II.22.	Données de la station hydrométrique de Tifezouine.....	45
Tableau II.23.	Débits maximaux des crues de différentes périodes de retour (Formule de GIANDOTTI).....	46
Tableau II.24.	Les Débits de crues selon différentes périodes de retour (Formule TURAZA).	46
Tableau II.25.	Débits de crues selon différentes périodes de retour (MALLET GAUTIER).....	47
Tableau II.26.	Débits maximaux des crues de différentes périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).....	48
Tableau II.27.	Récapitulatif des résultats des débits maximums.....	48
Tableau II.28.	Tableau de l'hydrogramme de crues.....	49
Tableau II.29.	Tableau des recommandations pour l'estimation de la crue de projet.....	51
Tableau II.30.	Valeurs de la variation de la perméabilité.....	52
Tableau II.31.	Valeurs du coefficient Z.....	53
Tableau II.32.	Récapitulatif des résultats.....	54

PARTIE 2 CAPACITE DE LA RETENUE

Chapitre I: Etude de régularisation

Tableau I.1.	Répartition mensuelle des apports.	57
Tableau I.2.	Répartition mensuelle des apports.	57
Tableau I.3.	Evaporation moyenne mensuelle de la retenue.	57
Tableau I.4.	Modulations mensuelles de la demande en AEP et en eau d'irrigation.	58
Tableau II.5.	Modulation mensuelle de la demande en AEP + irrigation.	58
Tableau I.6.	Tableau du volume résiduel minimum en fonction du taux.	60
Tableau I.7.	Tableau de régularisation saisonnière avec un taux de 0,999.	61
Tableau I.8.	Tableau du volume résiduel minimum en fonction du taux.	64
Tableau I.9.	Tableau de régularisation saisonnière avec un taux de 0,99.	65
Tableau I.10.	Tableau du volume résiduel maximum en fonction du taux.	66
Tableau I.11.	Tableau de régularisation saisonnière avec un taux de 0,999.	67

Chapitre II : Etude de laminage des crues

Tableau II.1.	Courbe surface- capacité – hauteur.	70
Tableau II.2.	L'hydrogramme de la crue dix milléniale.	71
Tableau II.3.	Tableau de la courbe caractéristique.	72
Tableau II.4.	Volume entrant au barrage.	73
Tableau II.5.	Tableau du graphe du débit déversé.	75
Tableau II.6.	Hauteurs et Débits max pour différentes largeurs d'évacuateur de crue.	78
Tableau II.7.	Cout du déversoir pour différentes largeurs.	78
Tableau II.8.	Calcul du volume de la digue.	80
Tableau II.9.	Cout de la digue pour différentes largeurs de déversoir.	81
Tableau II.10.	Cout total.	81
Tableau II.11.	Tableau du graphe du cout optimum.	81

Chapitre III : Dimensionnement de la digue

Tableau III.1.	Calcul de la largeur de la crête.	86
Tableau III.2.	Détermination des pentes des talus (élaboré par CEMAGREF)	87

TABLE DES MATIERES

Introduction générale	1
-----------------------------	---

PARTIE 1

ETUDE DU SITE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.	Introduction.....	3
2.	Situation géographique	3
3.	Topographie du site du barrage et de sa cuvette.....	4
4.	Contexte géologique du site du barrage et sa cuvette	4
4.1.	Contexte géologique local.....	4
4.2.	Contexte géologique du site.....	4
5.	Climat de la région	5
6.	Géotechnique et zones d'emprunt	6
6.1.	Géotechnique du site	6
6.2.	Matériaux de construction.....	6
6.2.1.	Matériaux de recharge.....	6
6.2.2.	Matériaux pour enrochement et rip rap.....	6
6.2.3.	Matériaux pour béton	7
6.2.4.	Matériaux fins pour noyau	7
7.	Sismicité.....	7
8.	Conclusion.....	7

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

1.	Caractéristiques du bassin versant de sidi khelifa	
1.1.	Introduction	8
1.2.	Les caractéristiques de forme du bassin versant de Sidi Khelifa	8
1.2.1.	La forme	8
1.2.2.	Le relief	9
1.2.3.	Le rectangle équivalent	10
1.2.4.	Les indices de pente	12
1.3.	Les caractéristiques physiographiques du bassin versant	15
1.3.1.	La densité de drainage	15
1.3.2.	La densité des talwegs élémentaires	16
1.3.3.	Coefficient de torrentialité	16
1.3.4.	Temps de concentration	16
1.3.5.	Vitesse de ruissellement.....	18
1.4.	Conclusion.....	19

2.	Etude des précipitations	
2.1.	Introduction.....	20
2.2.	Présentations des données pluviométriques	20
2.3.	Critique et homogénéité des données pluviométriques	21
2.4.	Comblement des lacunes et extension des séries d'observation	23
2.4.1.	Comblement des lacunes des séries pluviométriques	23
2.4.2.	Extension des séries pluviométriques	25
2.5.	Evaluation de la pluie moyenne	27
2.5.1.	La moyenne arithmétique	27
2.5.2.	La méthode des polygones de THEISSEN	27
2.5.3.	La méthode des deux axes	29
2.5.4.	Récapitulation des résultats	30
2.5.5.	Conclusion	30
2.6.	Estimation des pluies journalières maximales	31
2.6.1.	Le choix de la station la plus représentative	31
2.6.2.	Ajustements statistiques	31
3.	Etude de des apports liquides	
3.1.	Introduction.....	41
3.2.	Estimation de l'apport moyen annuel	41
3.2.1.	Les formules empiriques	41
3.2.2.	La méthode de transposition.....	43
3.2.3.	La méthode analogique.....	43
3.3.	Caractéristiques de l'écoulement	44
3.3.1.	La lame d'eau ruisselée	44
3.3.2.	Le coefficient de ruissellement.....	44
3.3.3.	Le coefficient d'écoulement.....	44
4.	Etude des crues	
4.1.	Introduction	45
4.2.	Données disponibles.....	45
4.3.	Détermination des débits maximum de crue	45
4.3.1.	Les méthodes empiriques	46
4.4.	Détermination des hydrogrammes de crues	48
4.4.1.	Equation de la courbe de monter ($Q_m(t)$).....	48
4.4.2.	Equation de la courbe de décrue ($Q_d(t)$).....	49
4.4.3.	Graphe de l'hydrogramme des crues	50
4.5.	Choix de la crue de projet.....	50
5.	Etude des apports solides	
5.1.	Introduction.....	52
5.2.	Calcul du taux d'abrasion	52
5.3.	L'apport solide moyen	55
5.4.	Calcul du volume mort.....	55
5.5.	Conclusion.....	55

CHAPITRE I : ETUDE DE REGULARISATION

1.	Introduction.....	56
2.	Caractéristiques de la retenue	56
2.1.	Répartition des apport.....	56
2.2.	Répartition des précipitations moyennes mensuelle.....	57
2.3.	Perte par évaporation	57
2.4.	Perte par infiltration	57
2.5.	Volume mort	57
2.6.	Répartition des besoins	57
2.7.	Courbe Capacité – Surface – Hauteur	58
3.	Etude de régularisation	59
3.1.1.	Choix de type de régularisation	59
3.1.2.	Principe de calcul	59
4.	Conclusion.....	68

CHAPITRE II : ETUDE DE LAMINAGE DES CRUES

1.	Introduction	69
2.	But du laminage des crues	69
3.	La méthode grapho-analytique.....	71
3.1.	La courbe caractéristique	71
3.2.	Le volume entrant au barrage	72
3.3.	Equation de bilan.....	73
3.4.	Calcul de $Q_{dev Max}$ et h_{max} correspondante	73
3.5.	Calcul de la largeur optimale du déversoir	78
4.	Conclusion.....	82

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE

1.	Introduction	83
2.	Choix de l'axe de la digue	83
3.	Choix du type de digue	84
4.	Dimensionnement de la digue	84
4.1.	Le niveau des plus hautes eaux (NPHE)	85
4.2.	La hauteur du barrage (H_b)	85
4.3.	Calcul de La revanche	85
4.4.	Longueur en crête du barrage.....	86
4.5.	Largeur en crête du barrage	86
4.6.	Largeur à la base du barrage	86
5.	Conclusion	87
	Conclusion générale	88

INTRODUCTION GENERALE

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.

A cause de la sécheresse, qui sévit à Tizi Ouzou, les terres classées comme cultivables ne cessent de se réduire et leur fertilité de baisser en raison du manque d'eau, de l'érosion, de la disparition du couvert végétal et de la pression démographique. Les nappes phréatiques risquent d'être épuisées d'ici quelques années à cause du pompage excessif. C'est pourquoi il est important de réduire la consommation en eau et d'améliorer les techniques d'irrigation. Cependant, cette lutte pour l'accessibilité sera très difficile dans notre pays qui est en voie de développement.

Dans cette optique, la wilaya de Tizi Ouzou a bénéficié d'importants projets de réalisation des aménagements hydrauliques, parmi lesquels celui de Sidi-Khelifa destiné pour l'irrigation des périmètres situé à l'aval de ce barrage et pour l'AEP (Alimentation d'eau potable) des agglomérations voisines.

Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir est son implantation, en tenant compte de la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site. Le projet du barrage comporte deux éléments, la digue, l'évacuateur de crue et d'autres ouvrages annexes, ces derniers sont nécessaires à la protection et l'exploitation du barrage.

Evaluer les ressources en eau superficielle d'un bassin versant, aussi bien dans son aspect quantitatif que qualitatif, exige une certaine méthodologie. Cette dernière doit déterminer la disponibilité de la ressource en eau, et tenir compte des caractéristiques aléatoires des paramètres hydrologiques. C'est ainsi, qu'en plus de la régionalisation, joue un rôle important dans l'évaluation des ressources en eau.

Le présent travail concerne le dimensionnement hydraulique du futur barrage de Sidi Khelifa que l'Agence Nationale des Barrages et Transfert projette de réaliser.

Il est structuré de deux parties: La première partie est composée de deux chapitres. Le premier englobe les caractères généraux sur la région d'étude, la géologie du bassin versant de l'Oued Sidi Ahmed Youcef ainsi que d'autres paramètres.

Le deuxième chapitre intitulé "Etude hydrologique " comporte 5 sous chapitres :

1. Caractéristiques du bassin versant de l'oued sidi Ahmed Youcef qui fait partie du bassin hydrographique des côtiers Algérois.
2. Etude des précipitations qui permettra d'analyser différentes données pluviométriques dans le but de définir la pluie moyenne sur le bassin versant ainsi que la station représentative.

3. Etude des apports liquides qui est très importante pour le dimensionnement de notre ouvrage.
4. Etude des crues, elle a pour but la détermination de l'hydrogramme de crue et la crue de projet.
5. Etude des apports solides, le transport solide est un phénomène très fréquent en Algérie qui diminue la durée de vie d'un barrage d'une manière assez rapide, cette partie de l'étude nous permettra de déterminer le volume mort du futur barrage de Sidi Khelifa.

La deuxième partie est composée de trois chapitres, le premier est consacré à : La régularisation des apports en eau entrants au barrage selon la demande en eau en aval, qui a pour but de déterminer le volume utile.

Le deuxième traite le laminage des crues qui nous permettra de déterminer le volume de l'évacuateur de crue qui représente un élément très important dans les ouvrages d'un barrage, suivi d'une étude économique pour évaluer le coût de l'évacuateur de crue et la digue. Le troisième et dernier chapitre met en relief le dimensionnement de la digue et enfin une conclusion générale.

Etant donné la difficulté d'appréhender en un si peu de temps tous les éléments qui composent ce champ d'étude, Notre étude se limitera au dimensionnement des ouvrages cités préalablement,



Partie 1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1. Introduction :

Afin de pallier aux besoins en eau de la wilaya Tizi Ouzou la prospection des ressources en eau de surface devient plus qu'une nécessité. Ainsi le barrage de Sidi Khelifa projeté est destiné à l'alimentation en eau potable de la Ville de Tizi Ouzou et à l'irrigation des terrains agricoles côtiers. [3]

2. Situation géographique :

Le site du barrage de Sidi Khelifa est localisé à environ 10 km à l'est de la ville d'Azeffoune, wilaya de Tizi Ouzou, et à 2 km en amont du pont de la RN 24, franchissant l'oued Sidi Ahmed Youcef, aux coordonnées UTM suivantes :

$$X = 633\ 869$$

$$Y = 4\ 080\ 349 [1]$$

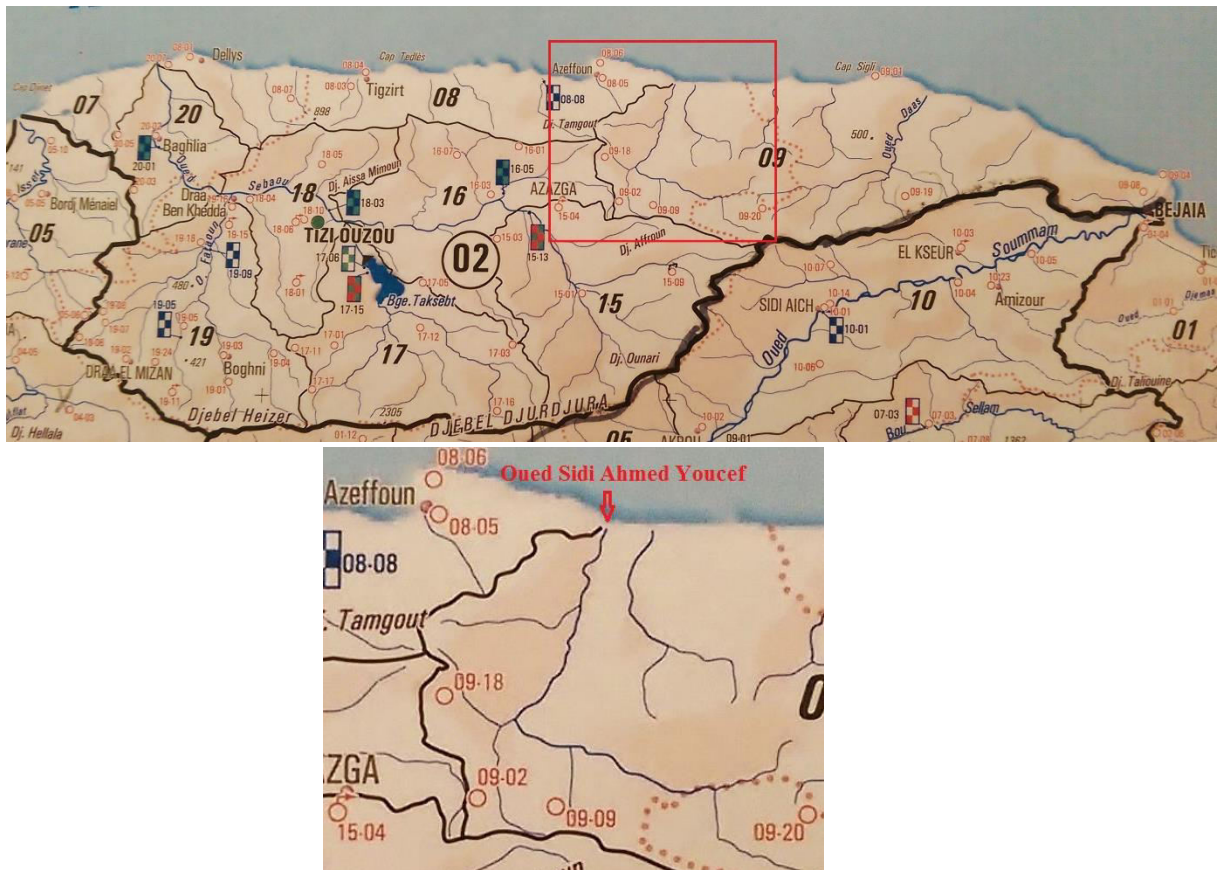


Figure I.1. Zone d'étude. [4]

3. Topographie du site du barrage et de sa cuvette :

Afin de délimiter ce bassin versant on a utilisé deux cartes topographiques : Azeffoune Est et Djebba Ouest à l'échelle 1/25000.

Le site du barrage est une plaine avec des versants escarpés recouverts d'une végétation assez dense de type maquis arboré. Les versants s'élèvent selon une altitude qui varie de 24 m jusqu'à 1465m.

La topographie de la cuvette se présente sous une forme allongée avec une pente de 0,04%.

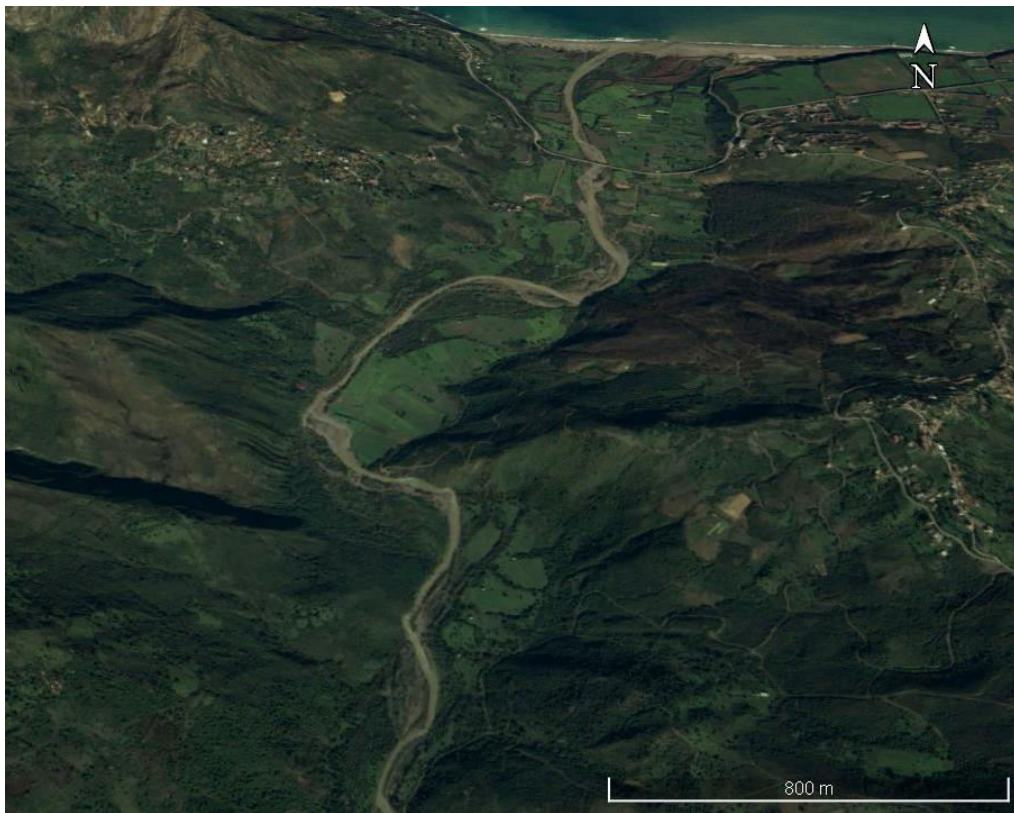


Figure I.2. Oued Sidi Ahmed Youcef. [8]

4. Contexte géologique du site du barrage et sa cuvette :

4.1. Contexte géologique local :

La région étudiée fait partie du grand ensemble géologique de l'atlas tellien qui appartient au domaine plissée alpin.

La région du NE de la Grande Kabylie est caractérisée par un empilement complexe de nappes de flysch, a matériel crétacé et nummulitique. Ces nappes sont charriées surtout sur les zones externes du TeII (c.-à-d. au Sud de la dorsale Kabyle, mais aussi dans le domaine Nord-Kabyle auquel appartient cette région.

La vallée de l'oued Sidi Ahmed Youcef coupe sur deux tiers de sa longueur le flysch de Port Gueydon correspondant à la localité d'Azeffoun. Ce flysch est constitué d'une série continue grésopélimitique de 550- m d'épaisseur environ, comprenant des terrains crétacés (Albo Aptien, Sénonien), paléocènes, éocènes (Yprésien-Lutétien Supérieur), oligocènes et miocènes-inférieur (Stampien- Aquitanien).

La zone autour du site du barrage est située sur l'oued Sidi Ahmed Youcef à l'intérieur de la Grande Kabylie représentée surtout par les formations de flysch de la période du Crétacé-oligocène avec une tectonique très complexe.

Les massifs côtiers de la région d'Azeffoune, Ait Aahouna, Cap Sigli, jusqu'à Azazga vers le sud sont constitués de terrains allochtones de type flyschs, recouverts par endroits, par le numidien argilo-gréseux. Ces flyschs (massyliens et mauritaniens) sont en position nord-kabyle par rapport à la chaîne calcaire du Djurdjura. La fragilité des terrains qui les constituent, à dominance pélimitique, et leur mode de mise en place (charriage, écaillage, plissement) leur confèrent une structure tectonique complexe. A l'échelle de la cuvette du barrage de Sidi Khelifa, cette complexité est accentuée par la présence d'une dense végétation et des recouvrements superficiels qui masquent une grande partie des flyschs sub-affleurants. [3]

4.2.Contexte géologique du site

Le site du barrage est situé à proximité de la jonction entre la vallée étroite et de la basse plane alluviale constituant toutes les deux l'oued Sidi Ahmed Youcef. Au droit du site, la rivière coule vers le nord, puis change de direction (écoulement du SO vers le NE)

L'oued Sidi Ahmed Youcef est caractérisé par deux grands ensembles morphologiques : la plaine alluviale basse, de 500 à 1000 m de largeur, orientée NE – SO, et située en aval du site du barrage ; et les vallées plus étroites de 150 à 200 m de largeur, d'orientation Nord – Sud. [3]

Ces ensembles morphologiques sont caractérisés par une structure tectonique complexe, marquée par de nombreux charriages, écaillages, et plissements.

Les pentes régulières des versants du bassin témoignent de leur stabilité, à l'exception des deux zones de glissement observées aux endroits suivants :

- En rive droite de l'Oued Sidi Ahmed Youcef.
- En amont de la cuvette, sur la rive gauche de l'Oued Sidi Ahmed Youcef.

La série stratigraphique observée est représentée de la base vers le sommet par :

- Le flysch massylien, quartzito-pélimitique, d'âge crétacé,
- Le flysch maurétanien, grésopélimitique et calcaro-gréseux, d'âge crétacé-éocène,
- Des grès du Numidien,
- Des éboulis de grès numidiens,
- Des colluvions et cônes de déjection,
- Des terrasses alluviales. [2]

5. Climat de la région :

Le climat de la région fait partie du bassin méditerranéen et subit l'influence de celui-ci. Il est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques apportent - surtout sur les reliefs - des pluies souvent substantielles suivies d'une période chaude, sèche et à atmosphère calme. [5]

6. Géotechnique et zones d'emprunt :

6.1. Géotechnique du site :

La région du Nord-Est de la Grande Kabylie, où est situé le site du barrage, est caractérisée par un empilement complexe de nappes charriées de flysch, à matériel crétacé et nummulitique.

Les roches affleurant dans le réservoir ont été décrites comme peu perméables, suite aux essais de perméabilité Lugeons, surtout dans le complexe marno-calcaire. De plus, il n'a pas été effectué assez d'essais de perméabilité dans les sols alluvionnaires du lit de l'oued.

6.2. Matériaux de construction :

La diversité des roches identifiées dans la cuvette du barrage et dans la plaine côtière, permet de donner une estimation qualitative des formations susceptibles d'être réutilisées comme matériaux de construction de cet ouvrage, en admettant que celui-ci sera conçu en remblai.

6.2.1. Matériaux de recharge :

Deux formations lithologiques peuvent être retenues pour les parements amont et aval de la clique :

- Les terrasses alluviales localisées dans la cuvette du barrage.
- Les colluvions et cônes de déjection, formes de débris anguleux de flysch (éléments gréseux, pelitiques et marno-calcaires, enrobés dans une matrice argilo limoneuse). Ces colluvions se développent, suivant des épaisseurs très variables, au pied des versants de la cuvette et de la plaine côtière.

6.2.2. Matériaux pour enrochement et rip rap :

Les matériaux pour enrochements et rip rap ont deux sources potentielles: Les gros blocs alluvionnaires en amont du barrage, ou bien des sites d'affleurement rocheux.

Les alluvions grossières sont représentées par de gros blocs arrondis, de 20 à 50cm de diamètre, qui tapissent le lit mineur de l'oued Sidi Ahmed Youcef sur toute la longueur de la cuvette. Ces blocs sont constitués de grès dur, souvent quartzitique, en grande proportion (70 à 80%), et de calcaire. La matrice sableuse y est rare. Leur utilisation est envisageable comme enrochement et en particulier comme rip rap.

Les quantités existantes, sont suffisantes. Les galets et blocs de moindre taille, qui parsèment le lit mineur, dans la plaine côtière, sont utilisables comme gabionnage.

6.2.3. Matériaux pour béton :

Les alluvions grossières contenues dans la cuvette sont utilisables, après concassage, pour la confection des bétons. Cependant, la dureté excessive des blocs quartzitiques, qui sont en grande proportion, nécessite des équipements (concasseurs) adéquats.

Les alluvions fines, sableuses, n'existent qu'en très faible proportion dans la cuvette et sont ainsi, difficilement exploitables. Les sables sont par contre, plus répandus dans la partie littorale de la plaine côtière, en aval de la RN24.

6.2.4. Matériaux fins pour noyau :

Ce type de matériaux est le moins répandu sur le site ou à sa proximité.

Pour ce qui concerne les matériaux fins pour noyau, deux formations géologiques ont été considérées : les marnes grises miocènes, largement développées dans le bassin d'Azazga-Tizi Ouzou, et les colluvions argileuses des bas piémonts de Mlata le long de la RN 24, (bande de plusieurs kilomètres de long) à 10 - 12 km à l'ouest du site du barrage. [2]

7. Sismicité :

La région de Tizi Ouzou est située en zone II de la carte de zone sismique, (sismicité moyenne). [11]

Le rapport géologique obtenu de l'ANBT fournit une étude détaillée de l'analyse sismique réalisée pour le site du barrage. En se basant sur ces données géologiques, tectoniques et sismiques des données, il peut être conclu que la zone où est situé le barrage a une activité sismique modérée. [3]

8. Conclusion :

Notre zone d'étude présente des caractéristiques positives pour l'implantation du barrage de Sidi Khelifa en raison d'une hydrologie favorable, des bonnes conditions géologiques et de la disponibilité des matériaux de construction.

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

1. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT DE SIDI KHELIFA :

1.1. Introduction :

Le bassin versant de Sidi Khelifa est un sous bassin du bassin des côtiers Algérois (0209) situé dans la partie centrale du nord de l'Algérie. [6]

Ce Sous bassin d'une surface $S = 202 \text{ km}^2$ est localisé dans la wilaya de Tizi Ouzou à environ 10 kilomètres à l'est de la ville d'Azeffoune, et à 2 kilomètres en amont du pont de la route nationale 24 franchissant l'oued Sidi Ahmed Youcef. [1]

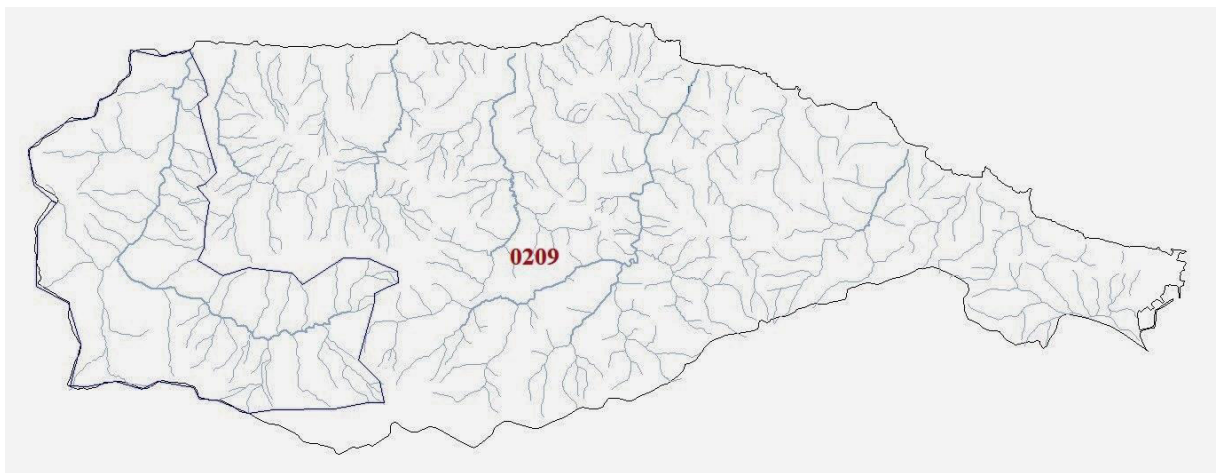


Figure II.1. Localisation du bassin versant de Sidi Khelifa. [6]

1.2. Les caractéristiques de forme du bassin versant de Sidi Khelifa:

1.2.1. La forme :

a. L'indice de compacité :

L'indice de compacité K_c caractérise ce phénomène. On compare le périmètre P du bassin versant à celui, P_a , d'un cercle ayant la même surface :

$$K_c = \frac{P}{P_a} \dots (1)$$

$$\text{Mais } P_a = 2\pi R, S = \pi R^2, R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \text{ et } P_a = 2\sqrt{\pi \cdot S} \text{ donc : } K_c = \frac{P}{\sqrt{S}} \times 0,282 \dots (2)$$

Pour trouver K_c , il suffit de mesurer S au planimètre, P au curvimètre, et d'appliquer la formule 2.

Où : K_C : Indice de compacité
 S : Surface du bassin versant (Km²)
 P : Périmètre du bassin versant (Km) [12]

$$Kc = 0,28 \times \frac{70}{\sqrt{202}} \quad \Rightarrow \quad Kc = 1,38$$

$K_C = 1 \Rightarrow$ un bassin de forme circulaire,

$K_C > 1 \Rightarrow$ un bassin de forme allongé.

Dans notre cas : $Kc = 1,38 \Rightarrow$ Notre bassin est alors **allongé**.

b. Le coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $K_p = \frac{P^2}{S}$

Avec : P : le périmètre du bassin versant. S : la superficie du bassin versant. [12]

$$Kp = \frac{70^2}{202} \quad \Rightarrow \quad Ca = 29,26$$

1.2.2. Le relief :

Il est caractérisé par la courbe hypsométrique, Cette courbe est obtenue en portant en abscisses l'altitude considérée et en ordonnées la surface partielle du bassin versant pour laquelle chaque point a une côte au moins égale à cette altitude.

Elévation	bornes	surface entre les bornes	surface en %	Surfaces cumulée	surface cumulée en %
Plus de 1465	1465	0	0	0	0
1465-1000	1000	15	7,5	15	7,5
1000-800	800	35	17,5	50	25
800-650	650	90	45	140	70
650-450	450	20	10	160	80
450-300	300	10	5	170	85
300-150	150	20	10	190	95
150-24	24	10	5	200	100

Tableau II.1. Tableau de la courbe hypsométrique. [3]

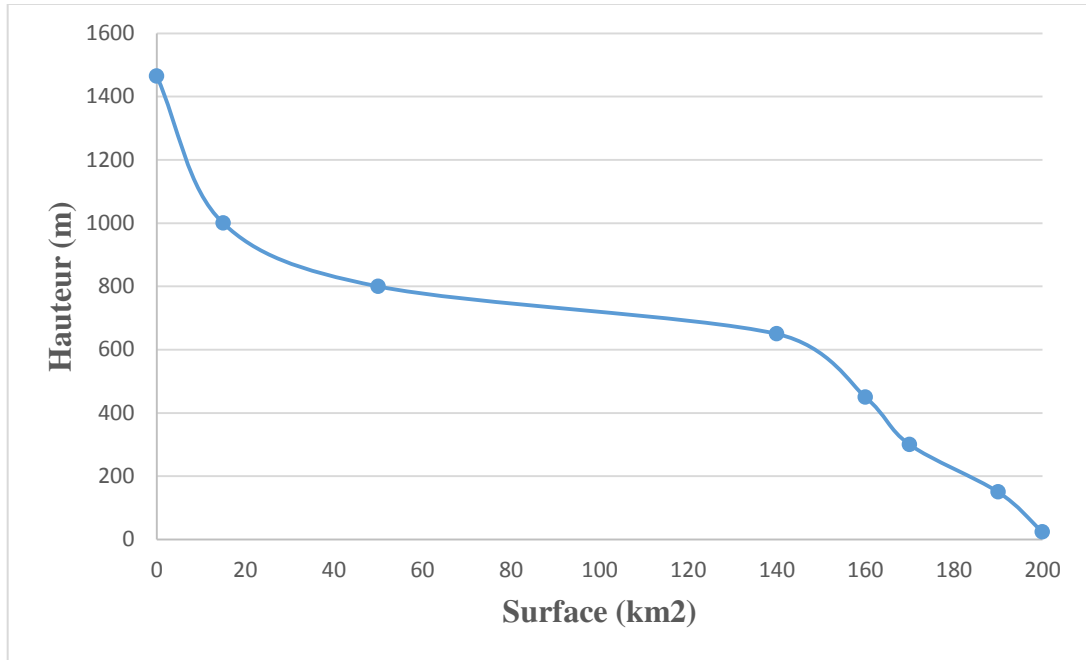


Figure II.2. Courbe hypsométrique.

A partir de cette courbe on détermine :

- L'altitude maximale : $H_M = 1465$ m.
- L'altitude minimale $H_m = 24$ m.
- L'altitude moyenne $\bar{H} = 710$ m.
- $H_{95\%} = 150$ m.
- $H_{5\%} = 1100$ m.

1.2.3. Le rectangle équivalent :

Ce paramètre facilite la comparaison entre les bassins versants du point de vue de leur influence sur l'écoulement.

Il s'agit d'une transformation purement géométrique dans laquelle: le contour du bassin devient un rectangle de même périmètre, les courbes de niveau sont des droites parallèles à la largeur du rectangle, l'exutoire est un des petits côtés du rectangle.

Les dimensions sont tirées comme suit :

$$K_c = 0,282 \frac{P}{\sqrt{S}}, \text{ et } P = 2(L+1)$$

$$\text{Par conséquent, on a : } P = \frac{K_c \sqrt{S}}{0,282} = 2(L+1), \text{ ce qui donne : } 2(L+1) \frac{K_c \sqrt{S}}{0,282} = 0$$

$$\text{En multipliant cette équation par } L, \text{ on obtient : } 2L^2 + (2L \cdot 1) - \frac{LK_c \sqrt{S}}{0,282} = 0$$

C'est-à-dire : $2L^2 - \frac{LKc\sqrt{S}}{0,282} + 2S = 0 \rightarrow$ équation du second degré en L de type $ax^2+bx+c = 0$, ou : $a = 2$, $b = \frac{-Kc\sqrt{S}}{0,282}$, et $c = 2$

En remplaçant on obtient :

$$L = \frac{Kc\sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right) \text{ et } l = \frac{Kc\sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right)$$

Avec : L_r Longueur du rectangle équivalent en [Km].

l_r Largeur du rectangle équivalent en [Km]. [12]

$$L_r = \left(\frac{1,38 \times \sqrt{202}}{1,12} \right) \times \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,38} \right)^2} \right) \Rightarrow L_r = 27,75 \text{ km}$$

$$l_r = \left(\frac{1,38 \times \sqrt{202}}{1,12} \right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,38} \right)^2} \right) \Rightarrow l_r = 7,28 \text{ km}$$

Elévation	Surface de l'intervalle (km ²)	surface en %	Largeur de l'intervalle (Km)
Plus de 1465	0	0	0
1465-1000	15	7,5	2,08
100-800	35	17,5	4,86
800-650	90	45	12,49
650-450	20	10	2,78
450-300	10	5	1,39
300-150	20	10	2,78
150-24	10	5	1,39

Tableau II.2. Tableau de la largeur des intervalles du rectangle équivalent.

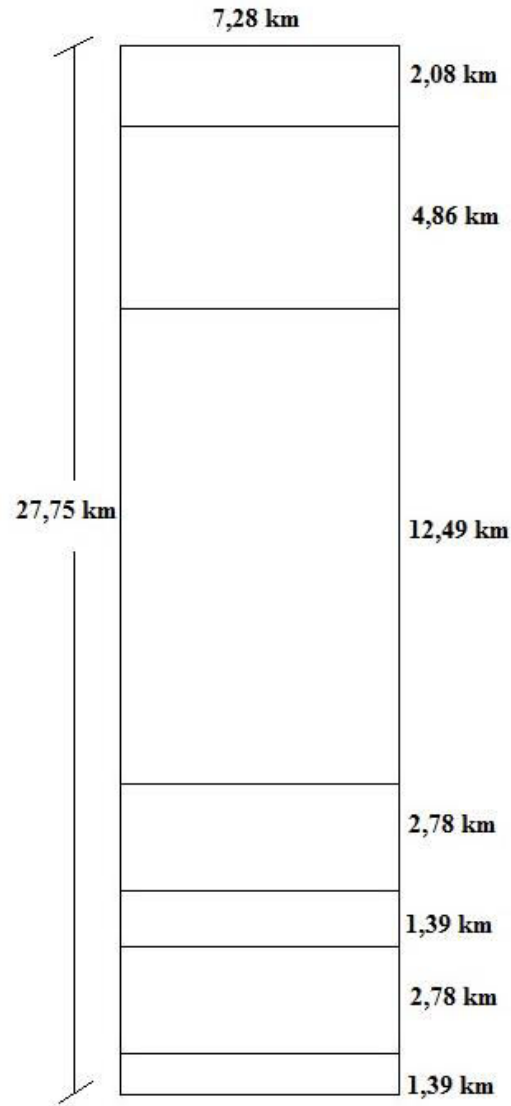


Figure II.3. Le rectangle équivalent.

1.2.4. Les indices de pente :

a. Indice de pente de Roche :

C'est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i-1} .

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

L : longueur de rectangle équivalent [m].

S_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1} . [12]

Elévation	surface entre les bornes	surface en %	Dénivelé	Si (Hi-Hi ₋₁)	$\sqrt{S_i(h_i - h_{i-1})}$
1465-1000	15	7,5	465	3487,5	59,06
1000-800	35	17,5	200	3500	59,16
800-650	90	45	150	6750	82,16
650-450	20	10	200	2000	44,72
450-300	10	5	150	750	27,39
300-150	20	10	150	1500	38,73
150-24	10	5	126	630	25,1
					$\Sigma = 336,32$

Tableau II.3. Données pour le calcul de I_p.

$$I_p = \frac{336,32}{\sqrt{27,75 \times 10^3}} \Rightarrow I_p = 2,02 \text{ m/m}$$

b. Indice de pente global :

C'est le rapport de dénivelée pour les fréquences de 5% et 95% et la longueur de rectangle équivalente.

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent. [12]

$$I_p = \frac{336,32}{\sqrt{27,75}} \Rightarrow I_g = 34,23 \text{ m/km}$$

c. Indice de pente moyenne :

C'est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent. [12]

$$I_{pm} = \frac{1465-24}{27,75} \Rightarrow I_{pm} = 51,93 \text{ m/km}, \quad I_{pm} = 5\%$$

d. La dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout bassin quelle que soit sa surface. Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad [12]$$

$$D_s = 34,23 \times \sqrt{202} \Rightarrow D_s = 486,50$$

R1	Relief très faible	$D_s < 10\text{m}$
R2	Relief faible	$10 < D_s < 25\text{m}$
R3	Relief assez faible	$25 < D_s < 50\text{m}$
R4	Relief modéré	$50 < D_s < 100\text{m}$
R5	Relief assez fort	$100 < D_s < 250\text{m}$
R6	Relief fort	$250 < D_s < 500\text{m}$
R7	Relief très fort	$D_s > 500\text{m}$

Tableau II.4. Classification O.R.S.T.O.M (type de relief). [12]

D'après le tableau ci-dessus, notre bassin présente un relief fort.

1.3. Les caractéristiques physiographiques du bassin versant :

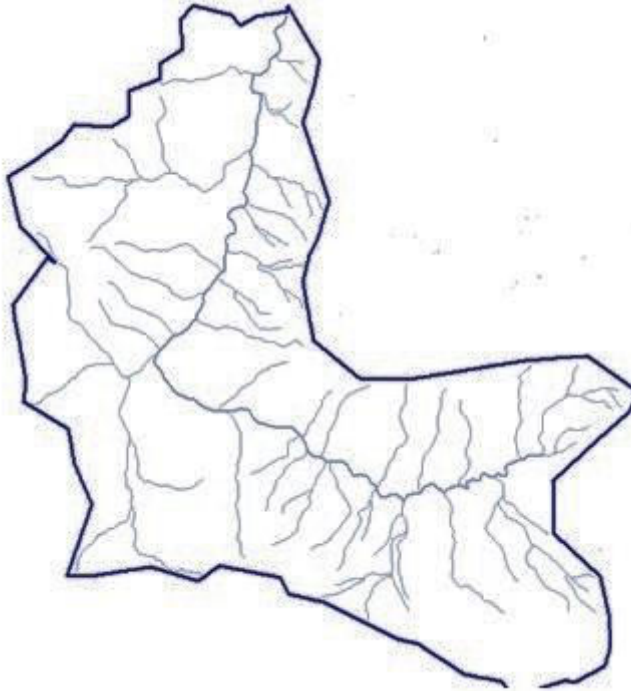


Figure II.4. Réseau hydrographique du bassin versant de Sidi Khelifa. [6]

1.3.1. La densité de drainage :

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant.

$$Dd = \frac{\sum l_i}{S}$$

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

S : superficie du bassin versant. [12]

$$Dd = \frac{157,80}{202} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Dd = 0,78 \text{ km/km}^2}$$

Chaque kilomètre carré de notre bassin versant contient 0,78 km de cours d'eau, donc notre bassin est bien drainé.

1.3.2. La densité des talwegs élémentaires :

C'est le rapport entre le nombre des canaux d'écoulement d'ordre 1 et la superficie du bassin versant

$$F1 = \frac{N1}{S}$$

N1 : nombre d'affluent d'ordre 1.

S : surface du bassin versant. [12]

$$F1 = \frac{65}{202} \quad \Rightarrow \quad F1 = 0,32 \quad \text{talweg par km}^2$$

1.3.3. Coefficient de torrentialité :

$$C_t = D_d F_1 \quad , \quad C_t = 0,78 \times 0,32 \quad \Rightarrow \quad C_t = 0,25 \text{ km}^{-3}$$

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui confirme que notre bassin est bien drainé.

1.3.4. Temps de concentration :

a. Définition :

On appelle temps de concentration d'un bassin, la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombant sur le point « hydrologiquement » le plus éloigné de l'exutoire atteigne celui-ci. Le calcul du temps de concentration intervient dans l'estimation des paramètres nécessaires au dimensionnement du barrage et des ouvrages annexes, sa sous-estimation peut avoir des conséquences fâcheuses quant à la sécurité des différents ouvrages hydrauliques. [12]

b. Calcul du temps de concentration :

Son estimation est faite par des formules empiriques.

❖ Formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{\Delta H}}$$

S : surface du bassin versant [Km²].

L : longueur du thalweg principal [Km].

ΔH : différence entre l'altitude moyenne et minimale [h].

$$\Delta H = H_{\text{moy}} - H_{\text{min}} \quad [12]$$

$$T_c = \frac{4\sqrt{202} + (1,5 \times 26)}{0,8\sqrt{1465 - 710}} \quad \Rightarrow \quad T_c = 4,36 \text{ h}$$

❖ **Formule de Ventura:**

$$T_c = 0,1272 \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_m}}$$

I_m : pente du cours d'eau [m/km²].

S : surface du bassin versant [km²]. [12]

$$T_c = 0,1272 \times \frac{\sqrt{202}}{\sqrt{51,93}} \Rightarrow T_c = 0,25h$$

❖ **Formule de Turaza :**

$$T_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{S.L}}{\sqrt{I_m}}$$

T_c = temps de concentration [h].

S = surface du bassin versant [km²].

L = longueur de talweg principale [km].

I_m = pente moyenne du cours d'eau principale [12]

$$T_c = 1,108 \times \frac{\sqrt[3]{202 \times 26}}{\sqrt{51,93}} \Rightarrow T_c = 2,68h$$

❖ **Formule Algérienne :**

$$T_c = 0,0055.S + 0,1657.L + 0,0078\Delta H + 0,821$$

S = surface de bassin versant [km²].

L = longueur de cours d'eau principal [km].

ΔH = différence entre l'altitude moyenne et l'altitude minimale du bassin versant [m].
[12]

$$T_c = (0,0055 \times 202) + (0,1657 \times 26) + (0,0078 \times (710 - 24)) + 0,821 \Rightarrow T_c = 11,59 h$$

❖ **Formule de SCS (Soil conservation service, USA) :**

$$T_c = \left[\frac{0.87L^3}{H} \right]^{0.385}$$

L : longueur du thalweg principal [km].

H: $H_{\max} - H_{\min}$ [12]

$$T_c = \left(\frac{0.87 \times 26^3}{1465 - 24} \right)^{0.385} \Rightarrow T_c = 2,48 \text{ h}$$

c. Tableau récapitulatif :

Formules	T _c [h]
Giandotti	4,36
Ventura	0,25
Turaza	2,68
Algérienne	11,59
SCS	2,48

Tableau II.5. Différentes valeurs du temps de concentration.

On prend la moyenne des formules de Gianodtti, Turara et SCS car leurs valeurs se rapprochent contrairement à celles des formules de Ventura et l'Algérienne.

$$T_c = 3 \text{ h}$$

Le traçage par coloration ou par des produits chimiques reste le moyen le plus exacte pour calculer le temps de concentration, cela dit il faut que les cours d'eau soient permanents pour pouvoir effectuer cette méthode.

1.3.5. Vitesse de ruissellement :

La vitesse de ruissellement est déterminée par la formule suivante :

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

L : longueur du thalweg principal [km].

T_c : temps de concentration [h].[12]

$$V_r = \frac{26}{3} \Rightarrow V_r = 8,66 \text{ km/h} \Rightarrow V_r = 2,40 \text{ m/s}$$

1.4. Conclusion:

D'après les paramètres calculés on peut conclure que notre écoulement sera assez fort sur une pente importante ce qui peut engendrer une érosion du sol. On déduit aussi que les crues qui surviendront seront assez dangereuses.

Désignation		Symboles	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	202
Périmètre		P	Km	70
Longueur du thalweg principal		L	Km	33
Indice de compacité		K _c		1,38
Coefficient d'allongement		K _p		29,26
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	Km	27,75
	largeur	l _r	Km	7,28
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1465
	moyenne	H _{moy}	m	710
	minimale	H _{min}	m	24
Indice de pente de Roche		I _p	m/m	2,02
Indice de pente globale		I _g	m/Km	34,23
Indice de pente moyenne		I _m	%	5
densité de drainage		D _d	Km/km ²	0,78
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	0,25
Temps de concentration		T _C	h	3
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h ; m/s	8,66 ; 2,40

Tableau II.6. Tableau récapitulatif des résultats.

2. ETUDE DES PRECIPITATIONS :

2.1.Introduction :

L'étude des précipitations dans un bassin versant consiste à traiter les données pluviométriques et a pour but de déterminer la pluie moyenne annuelle et les pluies fréquentielles sur le bassin versant. Elle permet aussi de choisir la station pluviométrique la plus représentative du bassin versant.

2.2. Présentations des données pluviométriques :

Nous avons obtenu de l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH) les données pluviométriques de toutes les stations existantes dans et aux alentours du bassin versant de Sidi Khelifa qui sont au nombre de 5. Ces stations pluviométriques sont présentées dans le tableau ci-dessus :

Stations pluviométriques	Code ANRH	X(km)	Y(km)	Z(km)	Durée disponible
Yakourene	020902	655.2	382.15	820	1980-2014
Tagma Pèpinière	020909	660.25	382.95	950	1980-2013
Tala Gassi	020918	654.6	389.45	560	1991-2012
Aguemoune	020919	687.15	385	600	1991-2012
Timri Mahmoud	020920	670.5	382	960	1991-2003

Tableau II.7. Caractéristiques des stations pluviométriques. [6]

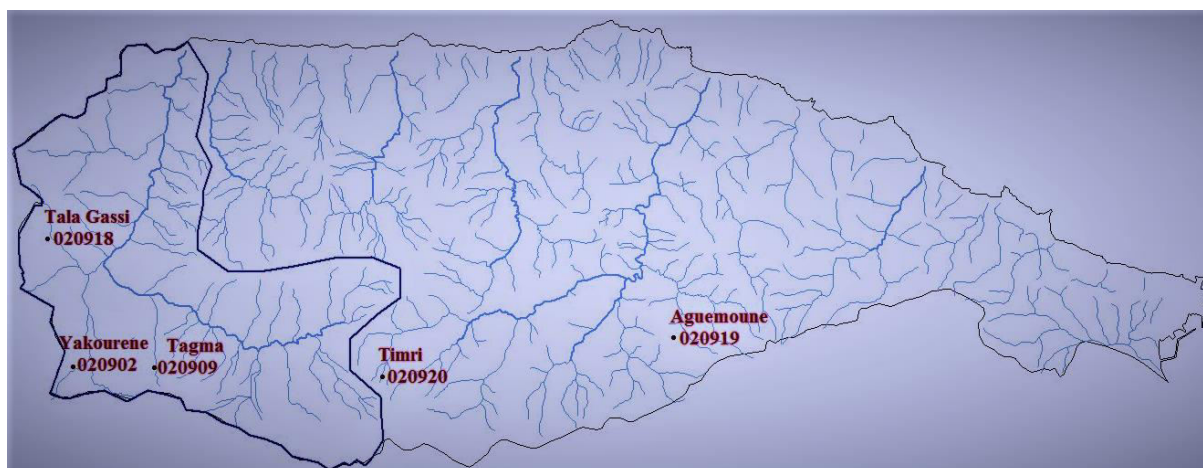


Figure II.5. Positionnement des stations pluviométriques. [6]

2.3. Critique et homogénéité des données pluviométriques :

L'utilisation de méthodes statistiques exige que les séries étudiées soient homogènes, c'est-à-dire : tous les éléments de la série doivent être aléatoires et proviennent de la même population.

C'est pourquoi avant d'utiliser les données des stations pluviométriques il faut détecter toutes anomalies existantes dans ces séries.

Ces anomalies sont dues à l'une des causes suivantes :

- Une modification de l'appareillage ou de l'environnement du pluviomètre.
- Un déplacement de pluviomètre.
- Un changement de l'observateur.
- Des erreurs de transcription, etc.

L'utilisation des méthodes statistiques et graphiques est donc le moyen le plus sûr et le plus efficace pour détecter ces anomalies.

Nous utilisons le test de WILCOXON sur les séries d'observations des stations retenues pour vérifier leurs homogénéités. [12]

❖ Test de WILCOXON :

Soit une série d'observations de longueur N à partir de laquelle on tire deux échantillons X et Y tels que N1 et N2 sont respectivement les tailles de ces échantillons, avec $N = N1 + N2$ et $N1 < N2$.

On classe ensuite les valeurs de notre série par ordre croissant. Par la suite, nous ne nous intéresserons qu'au rang de chacun des éléments des deux échantillons dans cette série. Si une valeur se répète plusieurs fois, on lui associe le rang moyen correspondant.

On calcule ensuite la somme W_x des rangs des éléments du premier échantillon dans la série commune classée : $W_x = \sum \text{Rang } x$

Wilcoxon a montré que, dans le cas où les deux échantillons X et Y constituent une série homogène, la quantité W_x est comprise entre deux bornes W_{\max} et W_{\min} , données par les formules suivantes:

$$W_{\min} = \frac{(N1 + N2 + 1)}{2} - Z_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N1N2 \times (N1 + N2 + 1)}{12}}$$

$Z_{1-\alpha/2}$: représente la valeur de la variable centrée réduite de la loi normale correspondant à $1-\alpha/2$ (au niveau de confiance de 95% nous avons $Z_{1-\alpha/2} = Z_{1-0.05/2} = Z_{0.975} = 1.96$)

$$W_{\max} = (N1 + N2 + 1) \times N1 - W_{\min} \quad [12]$$

Nous allons utiliser le test de WILCOXON pour vérifier l'homogénéité des séries des pluies annuelles des stations Yakourene,(020902), Tagma Pépinière(020909), Tala Gassi(020918) Aguemoune, (020919), Timri Mahmoud(020920) au niveau de signification de 5%.

Les calculs et les résultats de ce test pour une des stations (station de Yakourene) sont représentés dans le **Tableau II.8** suivant du test de WILCOXON :

Année	Ordre	XuY mesuré	X	Y	XuY classé	Rand de X	Origine
1980	1	1259,1	1259,1	1174,3	631,9		
1981	2	1042,4	1042,4	696	696		
1982	3	1078,1	1078,1	1663	717,9	X	3
1983	4	1207,3	1207,3	988,3	806,4	X	4
1984	5	1360,5	1360,5	831,6	829,4	X	5
1985	6	1144,6	1144,6	968,3	831,6		
1986	7	1342,4	1342,4	631,9	890,3	X	7
1987	8	829,4	829,4	1700,4	968,3		
1988	9	890,3	890,3	1256,3	988,3		
1989	10	717,9	717,9	1066,9	990,6		
1990	11	1163,2	1163,2	990,6	1024,1	X	11
1991	12	1024,1	1024,1	1232,5	1033,2	X	12
1992	13	1033,2	1033,2	1196,8	1042,4	X	13
1993	14	806,4	806,4	1374,9	1066,9		
1994	15	1173,4	1173,4	1154,6	1078,1	X	15
1995	16	1174,3		1334,5	1144,6	X	16
1996	17	696		1268,9	1154,6		
1997	18	1663		1317,8	1163,2	X	18
1998	19	988,3		1232,8	1173,4	X	19
1999	20	831,6		1316,9	1174,3		
2000	21	968,3			1196,8		
2001	22	631,9			1207,3	X	22
2002	23	1700,4			1232,5		
2003	24	1256,3			1232,8		
2004	25	1066,9			1256,3		
2005	26	990,6			1259,1	X	26
2006	27	1232,5			1268,9		
2007	28	1196,8			1316,9		
2008	29	1374,9			1317,8		
2009	30	1154,6			1334,5		
2010	31	1334,5			1342,4	X	31
2011	32	1268,9			1360,5	X	32
2012	33	1317,8			1374,9		
2013	34	1232,8			1663		
2014	35	1316,9			1700,4		
			N1=15	N2=20	N=35		

$$W_x=234 \quad , \quad W_{\min}=210,7 \quad , \quad W_{\max}=329,3$$

$W_{\min}=210,7 < W_x=234 < W_{\max}=329,3$ donc la série des pluies annuelles est homogène. [12]

2.4. Comblement des lacunes et extension des séries d'observation :

2.4.1. Comblement des lacunes des séries pluviométriques:

Pour le comblement on utilise la méthode de la régression linéaire. Cette méthode consiste à estimer les valeurs manquantes d'une série pluviométrique lacunaire à partir des observations d'une autre station (homogène). Pour que cette méthode soit efficace, il faut que les variables confrontées suivent une loi normale et que le coefficient de corrélation entre les deux séries soit élevé ($r > 0.85$). La mesure de corrélation entre deux variable X et Y peut être obtenue à partir du coefficient de corrélation :

$$r = \frac{n \sum_{i=1}^n X_i Y_i - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right) \left(\sum_{i=1}^n Y_i \right)}{\sqrt{n \sum_{i=1}^n X_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right)^2} \sqrt{n \left(\sum_{i=1}^n Y_i^2 \right) - \left(\sum_{i=1}^n Y_i \right)^2}}$$

Le coefficient de corrélation linéaire varie entre -1 et +1, plus les points sont étroitement alignés selon une droite, plus la valeur du coefficient de corrélation sera élevée et s'approchant de +1 ou -1 selon le cas. On estime la variable Y à partir de la variable X grâce à l'équation de la droite de régression : $Y = aX + b$.

Y : valeur estimée

a: La pente de la droite de régression

b: L'ordonnée à l'origine de la droite de régression

$$a = \frac{n \sum X_i Y_i - (\sum X_i)(\sum Y_i)}{n \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2} \quad ; \quad b = \bar{y} - a\bar{x}$$

Avec : n = Taille de l'échantillon

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n} : \text{Moyenne de X.} \quad \bar{Y} = \frac{\sum Y_i}{n} : \text{Moyenne de Y. [13]}$$

Le calcul se fait par le logiciel **HYDROLAB**. On prend pour exemple la régression linéaire simple des stations Yakourene (020902) et Tala Gassi (020918) :

Régression linéaire simple

	Y	X
Moyenne	1204,1	1228,96
Ecart-type	308,6	318,5
Coefficient de corrélation r=	0,9	
Nombre de couples n=	19	

$$Y = 0,8 X + 191$$

Variables	à expliquer	explicatif	Y
Observations	Y	X	le plus probable
5	692	760,6	818,0
10	776	759,3	816,9
2	834,6	889,7	924,4
13	968	1333,8	1290,5
1	1005,6	1092,6	1091,7
8	1013	963,9	985,6
3	1062,5	1211,3	1189,5
9	1138	1028,3	1038,7
14	1160,5	1226,1	1201,7
18	1162,5	1417,8	1359,7
15	1227,4	1271,2	1238,9
16	1264,7	1201,3	1181,3
12	1272,5	1425,6	1366,2
7	1335,4	1285,6	1250,8
19	1339	1046,9	1054,0
17	1466	1425,1	1365,8
4	1518,7	1178,5	1162,5
11	1816,3	2040,5	1873,1
6	1824,8	1792,1	1668,3

Valeurs de	Y
X	le plus prob.
	191,01

Tableau II.9. Tableau représentatif de la régression linéaire simple entre les stations de Yakourene et de Tala Gassi.

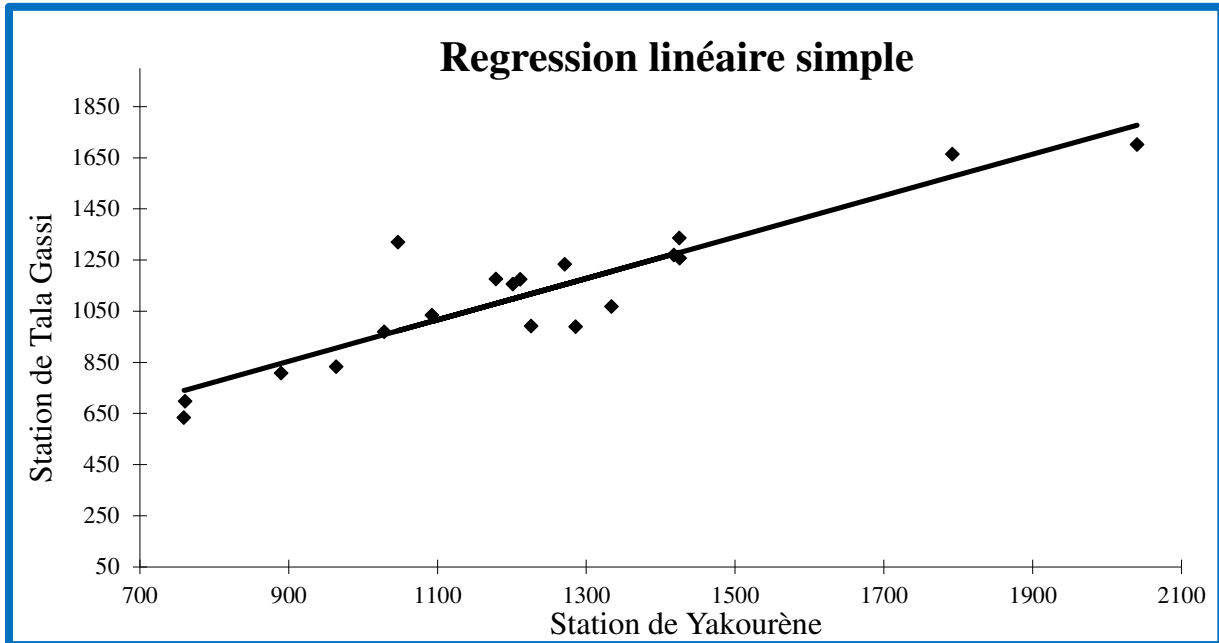


Figure II.6. Droite de régression linéaire des stations Yakourene et Tala Gassi.

Les résultats des coefficients de corrélation pour toutes les stations sont représentés dans le tableau ci – dessous :

Codes des stations	020902	020909	020918	020919	020920
020902	1				
020909	0,90	1			
020918	0,91	0,85	1		
020919	0,95	0,86	0,91	1	
020920	0,98	0,92	0,97	0,98	1

Tableau II.10. Matrice des coefficients de corrélation.

2.4.2. Extension des séries pluviométriques:

Soit k le nombre de couples (x, y) communs après le comblement des séries, n le nombre d'années de la série x . Ces valeurs peuvent se situer avant ou après les observations communes. Soient : X_k ; Y_k ; $k\bar{x}$; $k\bar{y}$: les moyennes et les écarts-types déterminés à partir des k couples. $\hat{Y}_j = Rk \frac{k\sigma_y}{k\sigma_x} (X_j - \bar{X}_k) + \bar{Y}_k$, $k < j \leq n$, j : année à étendre.

L'extension de Y à partir de X se fait selon l'équation \hat{Y}_j sur \hat{n} années calculées comme suit : $\hat{n} = k/E$ avec : $E = 1 + \left(1 - \frac{k}{n}\right) \frac{1 - (k-2)Rk^2}{k-3}$

E est défini comme l'efficacité de l'extension.

Les résultats du comblement et de l'extension des six stations sont représentés dans le tableau suivant. Les valeurs en bleu sont les valeurs obtenues par le comblement, et celles en rouge sont obtenues par l'extension. [13]

Années	Station Tala Gassi(020918)	Station Aguemoune 090819	Station Timri 020920
1980			
1981			
1982			
1983			1169,7
1984			1318,3
1985	1231,2	949,5	1108,9
1986	1424,1	1110,6	1300,7
1987	923,8	692,8	803,2
1988	983,2	742,4	862,3
1989	815	602	695
1990	1249,4	964,6	1126,9
1991	1113,7	851,4	992,0
1992	1092,6	1061,6	1061,646
1993	889,7	585	585
1994	1211,3	865,5	865,5
1995	1178,5	937,2	937,2
1996	760,6	552,5	552,5
1997	1792,1	1286,4	1286,4
1998	1285,6	873,5	873,5
1999	963,9	637,7	637,7
2000	1028,3	779	779
2001	759,3	489,6	489,6
2002	2040,5	1346	1346
2003	1425,6	1039	1217,218
2004	1333,8	981,1	1033,538
2005	1226,1	927,5	959,542
2006	1271,2	883,9	1194,137
2007	1094,708	1083,7	1159,515
2008	1238,969	1396,512	1332,236
2009	1201,3	840,8	1118,589
2010	1425,1	1026,9	1293,057
2011	1417,8	1097,9	1229,438
2012	1046,9	1104,5	1276,861
2013	1317,2	1021,3	1194,428
2014	1399,3	1089,8	1275,988

Tableau II.11. Résultats du comblement et l'extension.

2.5. Evaluation de la pluie moyenne :

L'évaluation de la pluie moyenne nous permettra de choisir la station représentative du bassin pour calculer les averses de n'importe quelle période de retour. Il existe plusieurs méthodes d'estimation parmi celle-ci on distingue :

- La moyenne arithmétique.
- La méthode analytique.
- La méthode de THIESSEN.
- La méthode des deux axes. [12]

2.5.1. La moyenne arithmétique :

Cette méthode est la plus simple, elle consiste à calculer la moyenne arithmétique des valeurs obtenues aux stations étudiées.

La tranche d'eau moyenne tombée, calculée d'une façon arithmétique d'après la formule :

$$\bar{P} = \frac{\sum P_i}{n}$$

\bar{P} : Lame d'eau moyenne tombée sur le bassin (mm).

P_i : lame d'eau annuelle tombée à la station i (mm).

n : Nombre de stations prise en compte dans l'étude [12]

$$\bar{P} = \frac{1137,1+1228,96+1029,7+1027,4+912,5}{5} , \quad \mathbf{P = 1067,13 \text{ mm}}$$

2.5.2. La méthode des polygones de THEISSEN :

Cette méthode permet d'estimer la pluie moyenne du bassin en prenant en considération chaque valeur des stations pluviomètres pondérés par leurs surfaces, ces surfaces sont délimitées par les polygones dans le bassin d'étude. Son procédé est de relier les points d'intersection des médiatrices de chaque droite du triangle formé par trois stations adjacentes en formant des polygones qui divisent la surface totale du bassin versant. Les polygones ne doivent pas se superposer, ils doivent être adjacents.

$$\bar{P} = \frac{\sum S_i P_i}{S}$$

Avec :

\bar{P} = Précipitation moyenne sur le bassin.

S = Aire totale du bassin = ($\sum S_i$).

P_i = Précipitation enregistrée à la station i.

S_i = Superficie du polygone associer à la station i. [12]

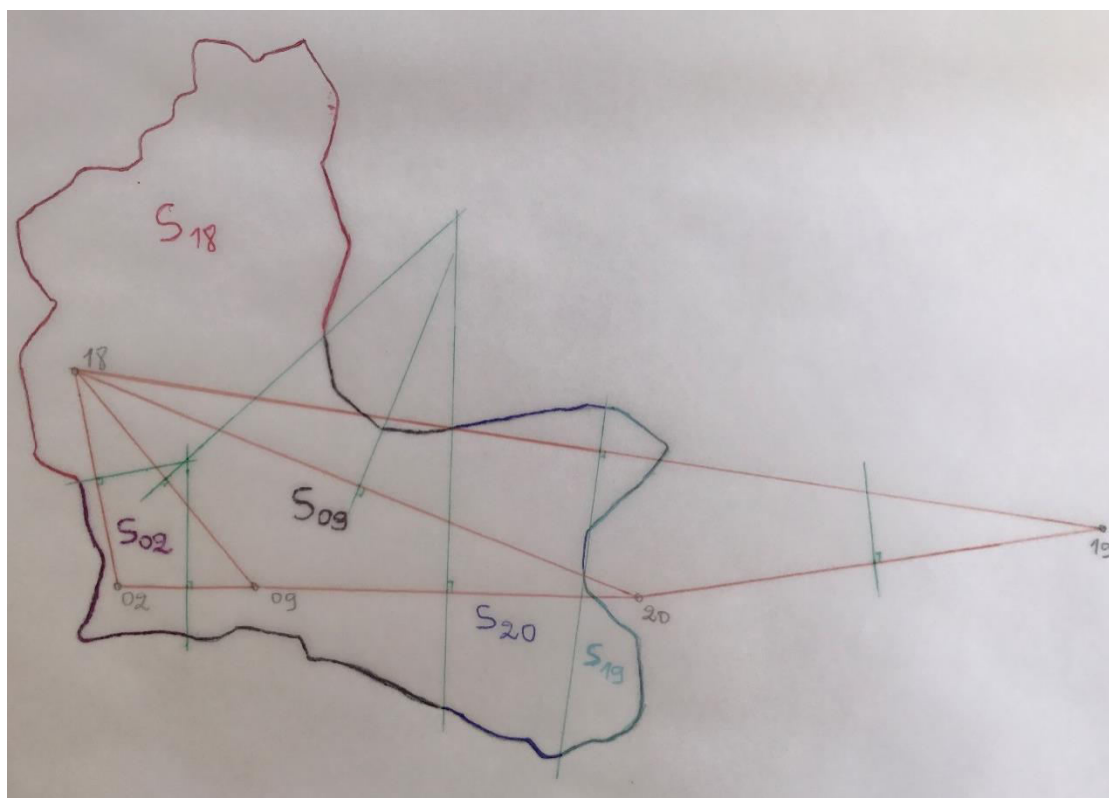


Figure II.7. Méthode des polygones de THEISSEN.

Station	Pluies (mm)	Surfaces (km ²)	Pi*Si
020902	1127,7	18,35	20693,3
020909	1199,6	50,96	61155,6
020918	1228,96	69,22	85068,6
020919	912,5	16,31	15029,7
020920	1027,4	36,70	37705,6

Tableau II.12. Répartition des pluies moyennes des stations pluviométriques selon leurs surfaces

$$\bar{P} = \frac{219652,8}{202} \Rightarrow \bar{P} = 1087,39\text{mm}$$

2.5.3. La méthode des deux axes :

Cette méthode permet de calculer la moyenne des précipitations sur un bassin versant en tenant compte des distances des différentes stations par rapport au centre de gravité du bassin.

On commence par tracer le segment de droite AB va de l'exutoire au point le plus éloigné suivant le cours d'eau principal et situé sur la limite du bassin versant. On trace ensuite le premier axe qui est formé par la médiatrice CD du segment AB. CD est appelé l'axe mineur.

Le second axe ou axe majeur est la médiatrice EF de l'axe mineur CD. Le coefficient de pondération de chaque station est égal :

$$Y_i = \frac{B_i}{\sum_{i=1}^k B_i} \quad [12]$$

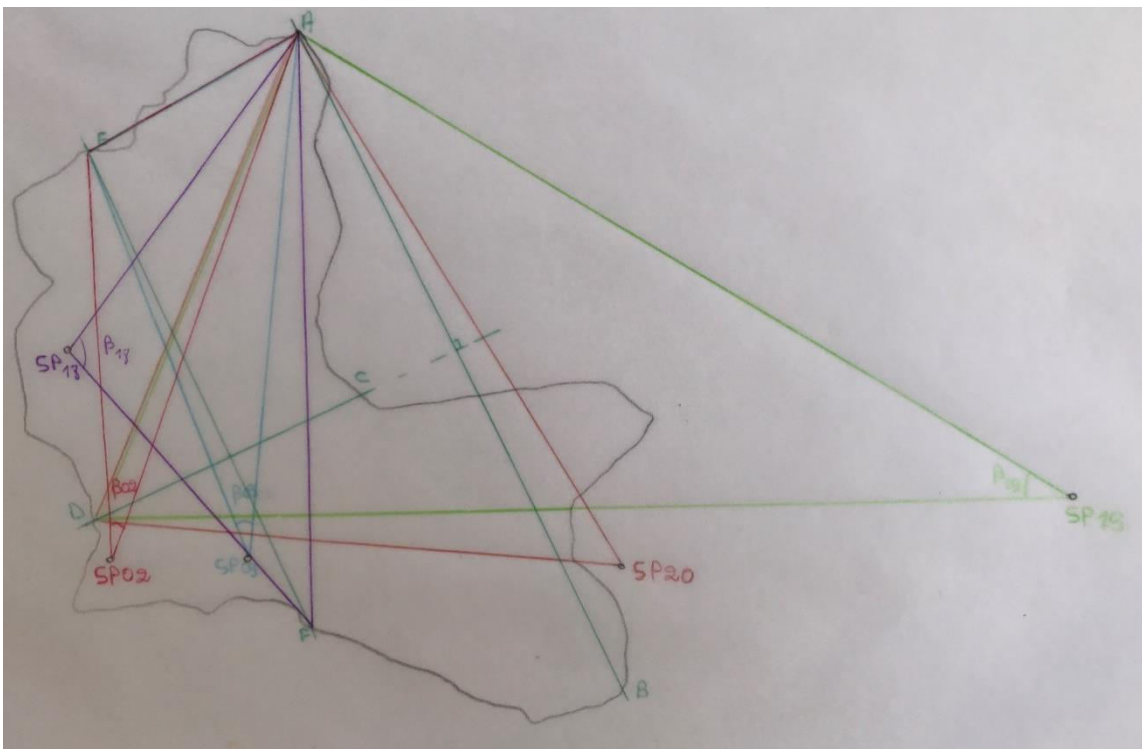


Figure II.8. Méthode des deux axes.

Station pluviométrique 020902 : $L_{11}=SP02-A$, $L_{12}=SP02-F$, $L_{13} = AF$

Station pluviométrique 020909 : $L_{11}=SP09-A$, $L_{12}=SP18-E$, $L_{13} = AE$

Station pluviométrique 020918 : $L_{11}=SP18-F$, $L_{12}=SP18-A$, $L_{13} = AF$

Station pluviométrique 020919 : $L_{11}=SP19-A$, $L_{12}=SP19-D$, $L_{13} = AD$

Station pluviométrique 020920 : $L_{11}=SP20-A$, $L_{12}=SP20-D$, $L_{13} = AD$

Stations	L ₁₁ (Km)	L ₁₂ (Km)	L ₁₃ (Km)	B _i (°)	Y _i	P _i (mm)	P _i .Y _i (mm)
20902	10,5	7,6	11,3	75,52	0,24	1127,7	270,84
20909	10	8,2	4,6	27,13	0,09	1199,6	103,50
20918	6,9	7,4	11,3	104,48	0,33	1228,96	408,35
20919	17,5	18,8	10	31,79	0,10	912,5	92,25
20920	10,5	7,6	11,3	75,52	0,24	1027,4	246,75
				Σ= 314,44			Σ=1121,70

Tableau II.13. La méthode des deux axes.

k : nombre de stations SP_i numérotées de 1 à k.

$$B_i = \cos^{-1} \left(\frac{L_{i1}^2 + L_{i2}^2 - L_{i3}^2}{2 \times L_{i1} \times L_{i2}} \right)$$

La pluie moyenne calculée par la méthode des deux axes est égale à la somme des pluies de chaque pluviomètre P_i multipliées chacune par son coefficient de pondération Y_i.

$$P = \sum Y_i B_i \text{ [12]}$$

$$P = 1121,70 \text{ mm}$$

2.5.4. Récapitulation des résultats :

Les valeurs des précipitations moyennes annuelles obtenues par les différentes méthodes sont résumées dans le tableau suivant :

Méthodes	Pluie moyenne
Arithmétique	1067,13
THEISSEN	1087,39
Les deux axes	1121,70

Tableau II.14. Tableau récapitulatif des précipitations moyennes.

2.5.5. Conclusion :

On prend la valeur de la moyenne entre le résultat obtenu par la méthode arithmétique et la méthode de THEISSEN car c'est les méthodes les plus utilisées au monde et les plus fiables, de plus les deux résultats se rapprochent.

$$\bar{P} = \frac{1067,13 + 1087,39}{2}, \quad \bar{P} = 1077,53 \text{ mm}$$

2.6. Estimation des pluies journalières maximales :

Le but de l'étude fréquentielle des pluies journalières maximales de la station représentative est l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous mène à chercher une loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

Nous allons utiliser les lois d'ajustements les plus acclimatées à la région méditerranéenne pour les valeurs extrêmes : loi de GUMBEL et la loi de log- normale.

Pour déterminer la loi qui s'ajuste le mieux à notre série, on applique le test de KOLOGROV-SMIRNOV pour conclure de la propriété de l'ajustement. [12]

2.6.1. Le choix de la station la plus représentative :

Le choix de la station pluviométrique de Yakourene (020902), comme représentative de la pluie sur bassin de l'oued Sidi Ahmed Youcef, a été basé sur le raisonnement suivant :

- Elle se trouve dans le bassin versant de l'oued Sidi Ahmed Youcef.
- Son altitude (H=820m) est celle qui se rapproche le plus de l'altitude moyenne du bassin versant (H=710m).
- La station de Yakourene a pour valeur de pluie moyenne (Pmoy = 1127,7mm) assez proche de la pluie moyenne du Bassin versant (1077,53 mm).

2.6.2. Ajustements statistiques :

Les ajustements seront faits en utilisant le logiciel **HYDROLAB** appliqué à une série de données, ce logiciel nous a permis d'avoir la droite d'ajustement ainsi que les courbes enveloppes pour différents intervalles de confiance.

a. Ajustement à la loi de GUMBEL :

La fonction de répartition de la loi GUMBEL est :

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} = e^{-e^{-y}}$$

y : variable réduite de GUMBEL liée à la probabilité attachée à la valeur x.

F(x) : fréquence au non dépassement (FND) de la variable x.

La valeur de la FND expérimentale égale a : $FND = (i - 0.5)/N$

L'équation de la variable réduite s'écrit : $x = 1/\alpha y + x_0$

$$1/\alpha = 0.780 s, \quad x_0 = \bar{X} - 0,577 \text{ [12]}$$

**Ajustement
à une loi de
Gumbel**

Taille

n= 35

Xo= 73,28

g= 26,02

I.C. à

(en%)=

80

UGauss=

1,2817

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
106,1	38,4	1	0,014	-1,447	38,4	35,65	23,05	44,39
63,5	40,2	2	0,043	-1,147	40,2	43,43	32,68	51,18
144,5	45,9	3	0,071	-0,970	45,9	48,04	38,29	55,27
94,5	46,3	4	0,100	-0,834	46,3	51,58	42,57	58,48
97	51,3	5	0,129	-0,718	51,3	54,59	46,14	61,25
143,5	51,4	6	0,157	-0,616	51,4	57,27	49,28	63,75
115,4	53	7	0,186	-0,521	53	59,73	52,13	66,10
55,7	55,7	8	0,214	-0,432	55,7	62,04	54,77	68,34
38,4	61,1	9	0,243	-0,347	61,1	64,25	57,25	70,51
51,3	63,5	10	0,271	-0,265	63,5	66,38	59,60	72,64
103,5	67,1	11	0,300	-0,186	67,1	68,45	61,86	74,76
67,1	67,5	12	0,329	-0,107	67,5	70,50	64,05	76,89
67,5	67,8	13	0,357	-0,029	67,8	72,52	66,18	79,03
53	80,6	14	0,386	0,048	80,6	74,54	68,27	81,20
67,8	83,2	15	0,414	0,126	83,2	76,57	70,33	83,42
80,6	84,3	16	0,443	0,205	84,3	78,62	72,37	85,70
40,2	84,6	17	0,471	0,285	84,6	80,70	74,41	88,04
97,7	88,2	18	0,500	0,367	88,2	82,82	76,46	90,46
45,9	93,2	19	0,529	0,450	93,2	84,99	78,53	92,98
107,1	94,5	20	0,557	0,536	94,5	87,23	80,63	95,60
84,3	95,6	21	0,586	0,626	95,6	89,56	82,78	98,35
46,3	96,6	22	0,614	0,719	96,6	91,99	85,00	101,26
172,3	97	23	0,643	0,817	97	94,53	87,30	104,33
61,1	97,7	24	0,671	0,920	97,7	97,23	89,70	107,61
113,3	97,7	25	0,700	1,031	97,7	100,10	92,24	111,14
96,6	103,5	26	0,729	1,150	103,5	103,20	94,94	114,96
148,6	106,1	27	0,757	1,279	106,1	106,57	97,86	119,15
97,7	107,1	28	0,786	1,422	107,1	110,29	101,06	123,79
93,2	113,3	29	0,814	1,583	113,3	114,46	104,62	129,03
51,4	115,4	30	0,843	1,766	115,4	119,24	108,67	135,06
95,6	133,6	31	0,871	1,983	133,6	124,88	113,42	142,20
133,6	143,5	32	0,900	2,250	143,5	131,83	119,24	151,04
83,2	144,5	33	0,929	2,602	144,5	140,98	126,86	162,73
84,6	148,6	34	0,957	3,128	148,6	154,66	138,19	180,25
88,2	172,3	35	0,986	4,241	172,3	183,63	162,03	217,49

Tableau II.15. Tableau de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

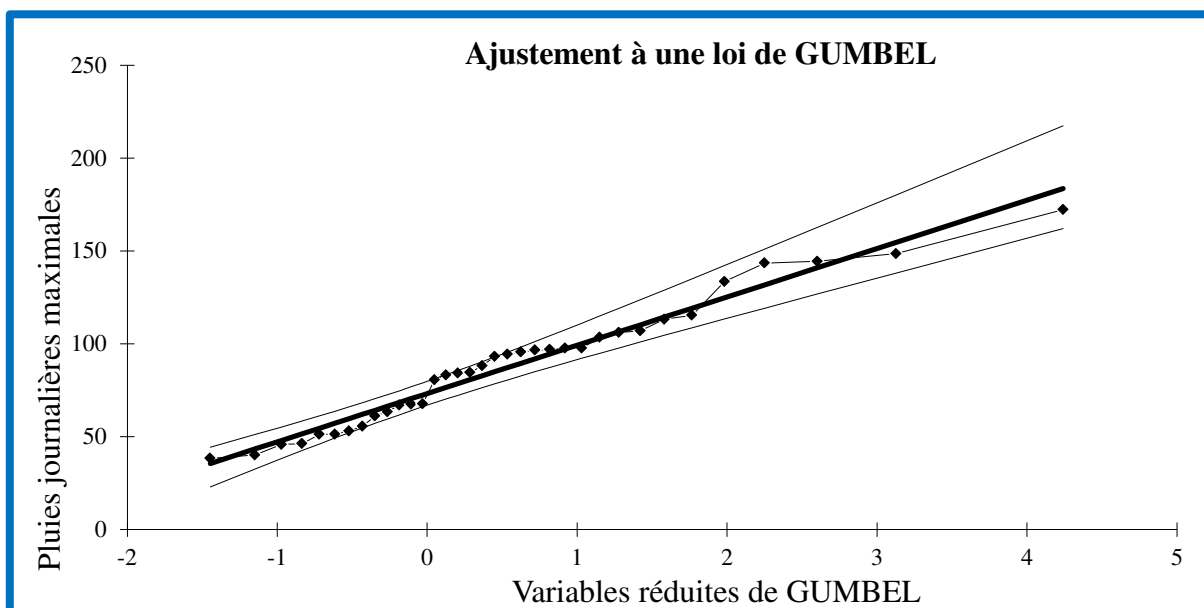


Figure II.9. Droite de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

❖ **Test de Kolmogorov-Smirnov :**

C'est un test d'ajustement qui permet de comparer une distribution de valeurs observées à une distribution théorique.

Avec le test de Kolmogorov-Smirnov, on cherche la valeur maximale de la valeur absolue de la différence entre la fonction de répartition empirique $F_N(x)$ d'un échantillon de N valeurs et la fonction de répartition théorique $F(x)$ correspondante soit:

$$DN = D_{\max} = \max |F_N(x) - F(x)| \quad [12]$$

On va appliquer le test de Kolmogorov-Smirnov à la série de pluies maximales journalières de la station de Yakourene. La procédure est exposée dans le tableau ci-dessous :

i	Xi	FND expérimentales	Yi	FND théorique	Différences absolues
1	38,4	0,014	-1,34	0,022	0,008
2	40,2	0,043	-1,27	0,028	0,015
3	45,9	0,071	-1,05	0,057	0,014
4	46,3	0,100	-1,04	0,060	0,040
5	51,3	0,129	-0,84	0,097	0,031
6	51,4	0,157	-0,84	0,098	0,059
7	53,0	0,186	-0,78	0,113	0,073
8	55,7	0,214	-0,68	0,140	0,074
9	61,1	0,243	-0,47	0,202	0,040
10	63,5	0,271	-0,38	0,233	0,038
11	67,1	0,300	-0,24	0,281	0,019
12	67,5	0,329	-0,22	0,287	0,042
13	67,8	0,357	-0,21	0,291	0,066
14	80,6	0,386	0,28	0,470	0,084
15	83,2	0,414	0,38	0,505	0,091
16	84,3	0,443	0,42	0,520	0,077
17	84,6	0,471	0,43	0,523	0,052
18	88,2	0,500	0,57	0,569	0,069
19	93,2	0,529	0,77	0,628	0,100
20	94,5	0,557	0,82	0,642	0,085
21	95,6	0,586	0,86	0,654	0,069
22	96,6	0,614	0,90	0,665	0,051
23	97,0	0,643	0,91	0,669	0,026
24	97,7	0,671	0,94	0,676	0,005
25	97,7	0,700	0,94	0,676	0,024
26	103,5	0,729	1,16	0,731	0,003
27	106,1	0,757	1,26	0,753	0,004
28	107,1	0,786	1,30	0,761	0,024
29	113,3	0,814	1,54	0,807	0,008
30	115,4	0,843	1,62	0,820	0,023
31	133,6	0,871	2,32	0,906	0,035
32	143,5	0,900	2,70	0,935	0,035
33	144,5	0,929	2,74	0,937	0,009
34	148,6	0,957	2,90	0,946	0,011
35	172,3	0,986	3,81	0,978	0,008
Moyenne	88,29				
Ecart type	33,35				
1/a	26,02				
X0	73,28				

Tableau II.16. Test de Kolmogorov-Smirnov.

On cherche dans la colonne 6 la valeur D_{Max} , on trouve la $D_{Max} = 0,1$ pour 19^{ème} valeur.

Le tableau des valeurs de d_n donne pour $N = 35$ et $\alpha = 0,05$, c'est à dire pour une PND = 0,95, $d_n = 0,22425$.

Comme D_{Max} est inférieur à d_n , on accepte l'hypothèse qu'une loi de Gumbel avec $1/\alpha = 26,02$ et $x_0 = 73,28$ peut représenter les pluies journalières maximales au bassin versant de l'oued Sidi Ahmed Youcef.

b. Ajustement à une loi log normale :

La fonction de répartition de la loi log - normale s'écrit:

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-z^2/2}$$

Où $z = a \text{Log}(x - x_0) + b$.

Ajustement à une loi Log-normale

Taille Moy.
 n= 35 $\log(x-x_0)= 1,914940375$
 E.T.
 $x_0= 0$ $\log(x-x_0)= 0,169282643$ I.C. à (en%)= 80 UGauss= 1,282

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
106,1	38,4	1	0,014	-2,190	38,4	35,01	29,25	40,23
63,5	40,2	2	0,043	-1,719	40,2	42,07	36,13	47,43
144,5	45,9	3	0,071	-1,466	45,9	46,44	40,44	51,88
94,5	46,3	4	0,100	-1,282	46,3	49,88	43,86	55,39
97	51,3	5	0,129	-1,133	51,3	52,86	46,81	58,43
143,5	51,4	6	0,157	-1,006	51,4	55,54	49,48	61,18
115,4	53	7	0,186	-0,894	53	58,03	51,95	63,75
55,7	55,7	8	0,214	-0,791	55,7	60,39	54,29	66,19
38,4	61,1	9	0,243	-0,697	61,1	62,66	56,53	68,55
51,3	63,5	10	0,271	-0,608	63,5	64,86	58,70	70,86
103,5	67,1	11	0,300	-0,524	67,1	67,02	60,82	73,14
67,1	67,5	12	0,329	-0,443	67,5	69,16	62,91	75,41
67,5	67,8	13	0,357	-0,366	67,8	71,29	64,98	77,69
53	80,6	14	0,386	-0,290	80,6	73,42	67,03	79,98
67,8	83,2	15	0,414	-0,216	83,2	75,57	69,1	82,31
80,6	84,3	16	0,443	-0,143	84,3	77,74	71,18	84,69
40,2	84,6	17	0,471	-0,071	84,6	79,95	73,27	87,13
97,7	88,2	18	0,500	0,000	88,2	82,21	75,40	89,64
45,9	93,2	19	0,529	0,071	93,2	84,54	77,58	92,24
107,1	94,5	20	0,557	0,143	94,5	86,93	79,80	94,96
84,3	95,6	21	0,586	0,216	95,6	89,44	82,11	97,81
46,3	96,6	22	0,614	0,290	96,6	92,05	84,50	100,82
172,3	97	23	0,643	0,366	97	94,81	87,00	104,02
61,1	97,7	24	0,671	0,443	97,7	97,72	89,63	107,44
113,3	97,7	25	0,700	0,524	97,7	100,84	92,41	111,13
96,6	103,5	26	0,729	0,608	103,5	104,20	95,39	115,15
148,6	106,1	27	0,757	0,697	106,1	107,87	98,60	119,57
97,7	107,1	28	0,786	0,791	107,1	111,92	102,12	124,50
93,2	113,3	29	0,814	0,894	113,3	116,47	106,03	130,10
51,4	115,4	30	0,843	1,006	115,4	121,70	110,48	136,60
95,6	133,6	31	0,871	1,133	133,6	127,87	115,68	144,38
133,6	143,5	32	0,900	1,282	143,5	135,49	122,02	154,10
83,2	144,5	33	0,929	1,466	144,5	145,56	130,29	167,14
84,6	148,6	34	0,957	1,719	148,6	160,66	142,49	187,07
88,2	172,3	35	0,986	2,190	172,3	193,03	168,00	231,08

Tableau II.17. Ajustement à la loi Log-normale.

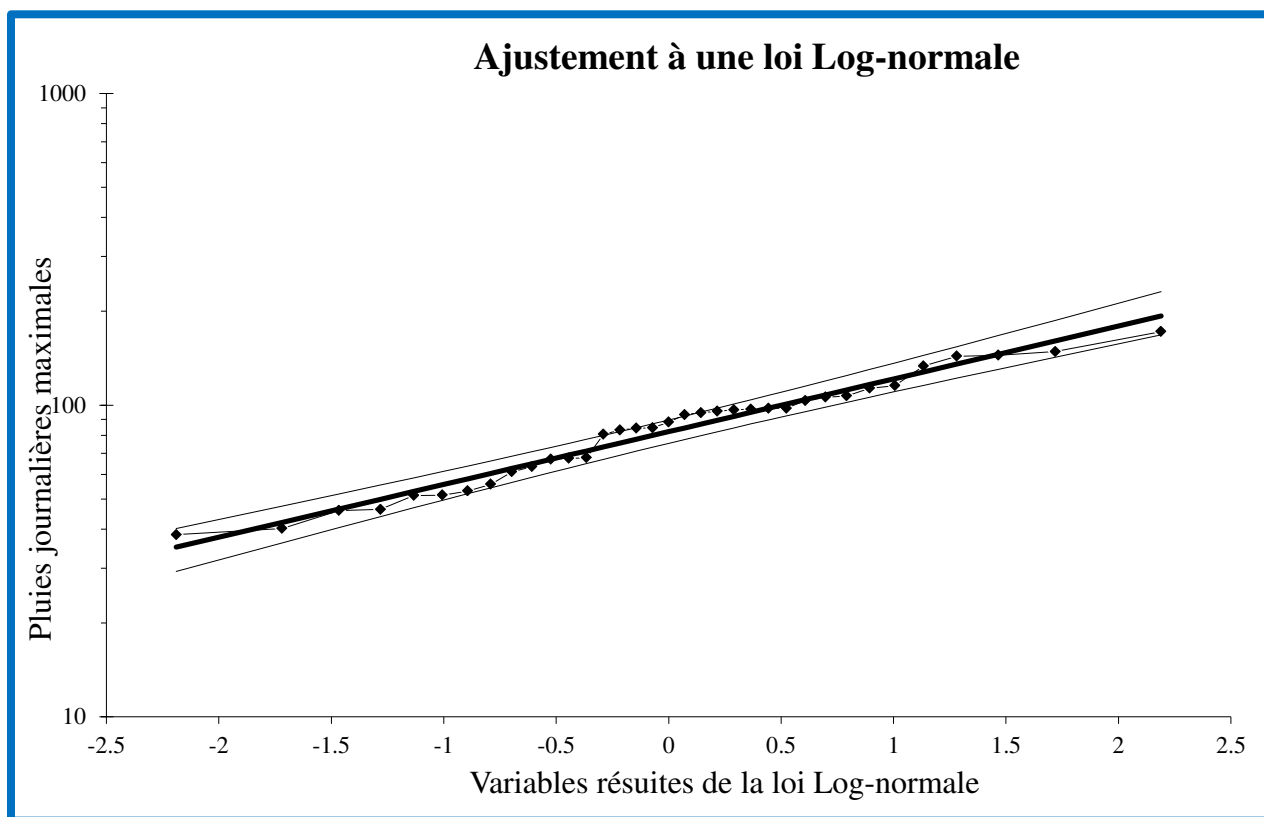


Figure II.10. Droite d'ajustement à la loi Log-normale.

❖ **Test de Kolmogorov-Smirnov :**

On va appliquer le test de Kolmogorov-Smirnov à la série de pluies maximales journalières de la station de Yakourene. La procédure est exposée dans le tableau suivant :

i	Pi	FND expérimentales	Ln Pi	Zi	FND théorique	Fréquences absolues
1	38,4	0,0143	3,648	-1,953	0,0254	0,0111
2	40,2	0,0429	3,694	-1,835	0,0332	0,0096
3	45,9	0,0714	3,826	-1,495	0,0674	0,0040
4	46,3	0,100	3,835	-1,473	0,0704	0,0296
5	51,3	0,129	3,938	-1,210	0,1131	0,0154
6	51,4	0,157	3,940	-1,205	0,1141	0,0430
7	53	0,186	3,970	-1,126	0,1300	0,0557
8	55,7	0,214	4,020	-0,999	0,1589	0,0553
9	61,1	0,243	4,113	-0,761	0,2232	0,0197
10	63,5	0,271	4,151	-0,663	0,2538	0,0176
11	67,1	0,30	4,206	-0,521	0,3011	0,0011
12	67,5	0,329	4,212	-0,506	0,3065	0,0221
13	67,8	0,357	4,217	-0,495	0,3105	0,0467
14	80,6	0,386	4,389	-0,051	0,4797	0,0940
15	83,2	0,414	4,421	0,031	0,5122	0,0979
16	84,3	0,443	4,434	0,064	0,5256	0,0828
17	84,6	0,471	4,438	0,073	0,5293	0,0578
18	88,2	0,500	4,480	0,180	0,5716	0,0716
19	93,2	0,529	4,535	0,322	0,6262	0,0976
20	94,5	0,557	4,549	0,357	0,6396	0,0824
21	95,6	0,586	4,560	0,387	0,6506	0,0649
22	96,6	0,614	4,571	0,414	0,6605	0,0462
23	97	0,643	4,575	0,424	0,6643	0,0215
24	97,7	0,671	4,582	0,443	0,6710	0,0004
25	97,7	0,700	4,582	0,443	0,6710	0,0290
26	103,5	0,729	4,640	0,591	0,7226	0,0059
27	106,1	0,757	4,664	0,654	0,7436	0,0136
28	107,1	0,786	4,674	0,678	0,7513	0,0345
29	113,3	0,814	4,730	0,823	0,7947	0,0196
30	115,4	0,843	4,748	0,870	0,8078	0,0350
31	133,6	0,871	4,895	1,246	0,8936	0,0221
32	143,5	0,900	4,966	1,429	0,9235	0,0235
33	144,5	0,929	4,973	1,447	0,9260	0,0025
34	148,6	0,957	5,001	1,519	0,9356	0,0216
35	172,3	0,986	5,149	1,898	0,9712	0,0145
$\bar{\text{LnPi}}$	4,41					
δLnPi	0,39					

Tableau II.18. Test de KOLMOROROV.

On cherche dans la colonne 7 la valeur D_{Max} , on trouve la $D_{Max} = 0,0979$ pour 19^{ème} valeur.

Le tableau des valeurs de d_n donne pour $N = 35$ et $\alpha = 0,05$, c'est à dire pour une PND = 0,95, $d_n = 0,22425$.

Comme D_{Max} est inférieur à d_n , on accepte l'hypothèse qu'une loi log - normale, ayant pour moyenne des log la valeur 4,41 et un écart type des logs de 0,39 peut représenter les pluies maximales du bassin versant de l'oued Sidi Ahmed Youcef.

Les résultats de test de KOLMOGOROV-SMIRNOV sont résumés dans le tableau :

Loi	Les valeurs de D_{max}	La valeur de d_n donnée
GUMBEL	0,100	0,22425
Log-normale	0,0979	0,22425

Tableau II.19. Récapitulatif des résultats du test de KOLMOGOROV.

❖ Conclusion pour l'ajustement :

Suite à l'analyse d'ajustement on constate que la valeur de d_n de la loi de log-normale est plus faible que celle de la loi de GUMBEL, cela signifie que la valeur théorique obtenue avec la loi de GUMBEL se rapproche le plus de la valeur réelle de la série. Pour cela nous avons conclu que la loi Log-normale s'ajuste le mieux à notre échantillon des pluies journalières maximales.

Les résultats des pluies journalières maximales et les pluies de courtes durées pour différents périodes de retour sont résumés dans le tableau suivant :

$$P_c(t) = 1,13 P_{jmax} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

Avec:

$P_c(t)$: pluies de courtes durées en mm.

P_{jmax} : pluies maximales journalières en mm.

t : temps de concentration en h.

b : Exposant climatique, $b = 0,34$ d'après l'ANRH,[12]

Temps de retour T (an)	10	20	50	100	1000	10000
FND	0,9	0,95	0,98	0,99	0,999	0,9999
Valeur réduite de Gauss	1,30	1,60	2,10	2,40	3,1	3,8
P_{jmax} tirée de la droite(mm)	130	160	190	210	280	362,12
P_{jmax} calculée(mm)	136,6	153,55	186,6	209,77	275,61	380
$P_{c(t)}$ (mm)	80,60	90,60	110,09	123,76	162,61	224,2

Tableau II.20. Pluies journalières maximales pour différentes périodes de retour.

3. ETUDE DES APPORTS LIQUIDES :

3.1. Introduction :

Les apports annuels sont une notion fondamentale en hydrologie. C'est le volume d'eau qui arrive en 365 jours à l'exutoire d'un bassin. Son estimation est vitale pour les calculs du volume d'eau régularisé par la retenue d'un barrage.

La détermination de ces apports est faite de préférence en utilisant les observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin voisin ayant la même morphologie. A défaut d'observations hydrométriques, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie devront être appliqués. [8]

3.2. Estimation de l'apport moyen annuel :

Dans notre bassin versant de l'oued Sidi Ahmed Youcef, il n'y a qu'une seule station hydrométrique (code020916), mais dont la longueur de série n'est que six ans. Ces données sont insuffisantes pour effectuer l'estimation de l'apport moyen annuel au site du barrage, c'est pourquoi on a utilisé les méthodes suivantes :

- Formules empiriques.
- Méthode de transposition.
- Méthode d'analogie.

3.2.1. Les formules empiriques :

Les formules empiriques sont des formules élaborées à partir de données réelles observées dans plusieurs bassins versants différents.

Le calcul de l'apport liquide est obtenu par la formule suivante :

$$A = L_e S$$

A = apport moyen annuel en hm³

L_e = lame ruisselée (précipitation efficace) en m.

S = surface du bassin versant en km² [8]

❖ Formule de SAMIE I :

$L_e = 0,784 (P_m - 0,232)^2$ où P_m = pluie moyenne annuelle [8]

$L_e = 0,784(1,07753 - 0,232)^2 \Rightarrow L_e = 0,56 \text{ m}$

A = 0,56 × 202

$\Rightarrow A = 113,12 \text{ hm}^3$

❖ **Formule de SAMIE II:**

$$Le = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2 \sqrt{S}) \quad [8]$$

$$Le = (1,07753)^2 \times (293 - 2,2 \sqrt{202}) \Rightarrow Le = 303,89 \text{ mm}$$

$$A = 0,30389 \times 202 \quad \Rightarrow A = 61,39 \text{ hm}^3$$

❖ **Formule de MEDINGER I:**

$$Le = P_{\text{moy}}^2 (0,24 - 0,0014 \sqrt{S}) \quad [8]$$

$$Le = (1,07753)^2 \times (0,24 - 0,0014 \sqrt{202}) \Rightarrow Le = 0,26 \text{ m}$$

$$A = 0,26 \times 202 \Rightarrow A = 52,52 \text{ hm}^3$$

❖ **Formule de MEDINGER II:**

$$Le = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \quad [8]$$

$$Le = 1,024 (1,07753 - 0,26)^2 \quad \Rightarrow Le = 0,69 \text{ m}$$

$$A = 0,69 \times 202 \quad \Rightarrow A = 139,38 \text{ hm}^3$$

❖ **Formule de MAILLET-GADTIER:**

$$Le = 0,6 P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 P_{\text{moy}}}) \quad [8]$$

$$Le = 0,6 \times 1,07753 \times (1 - 10^{-0,36 \times (1,07753)^2}) \Rightarrow Le = 0,39 \text{ m}$$

$$A = 0,39 \times 202 \quad \Rightarrow A = 78,78 \text{ hm}^3$$

❖ **Formule de COUTAGNE :**

$$Le = (0,164 - 0,00145 \sqrt{S}) P_{\text{moy}} \quad [8]$$

$$Le = (0,164 - 0,00145 \sqrt{202}) \times 1,07753 \Rightarrow Le = 0,15 \text{ m}$$

$$A = 0,15 \times 202 \quad \Rightarrow A = 30,3 \text{ hm}^3$$

❖ **Formule de l'ANRH :**

$$Le = P_{\text{moy}} (1 - 10^{-k \times P_{\text{moy}}}), \quad k = a - 0,01 \log(s) \quad \text{Avec } a : \text{coefficient de sécurité}$$

$a = 0,18$ condition favorable à l'écoulement

$a = 0,2$ condition défavorable à l'écoulement [8]

$$k = 0,18 - 0,01 \times \log 202 \quad \Rightarrow k = 0,127$$

$$Le = 1,07753 \times (1 - 10^{-0,127 \times (1,07753)^2}) \Rightarrow Le = 0,31 \text{ m}$$

$$A = 0,31 \times 202 \quad \Rightarrow A = 62,62 \text{ hm}^3$$

3.2.2. La méthode de transposition :

Pour utiliser cette méthode nous disposons de l'apport annuel de la station hydrométrique de OUED MISSA (03-04-08) qui se trouve à 30 km en aval du barrage d'Erraguène dans la wilaya de Jijel. [9]

On a choisi cette station car elle se trouve sur un bassin versant qui dispose de caractéristiques et un climat semblables à ceux de notre bassin versant.

$$A = A_0 \times \left\{ \frac{S}{S_0} \right\}^\alpha$$

A : l'apport relatif à l'emplacement du barrage en hm³

S : la surface du bassin versant en km²

A₀ : l'apport au niveau du bassin équipé de la station en hm³

S₀ : la surface du bassin équipé de la station en km²

α : Coefficient géographique (pour le nord d'Algérie α = 0,8)

Avec:

$$S = 202 \text{ km}^2$$

$$S_0 = 402 \text{ km}^2$$

$$A_0 = 179,60 \text{ hm}^3 \text{ [9]}$$

$$A = 179,60 \times \left(\frac{202}{402} \right)^{0,8} \Rightarrow A = 103,6 \text{ hm}^3$$

3.2.3. La méthode analogique

Cette méthode consiste à estimer les débits d'un bassin versant de superficie connue S, à partir d'une série des débits connus enregistrés dans un autre bassin versant de superficie S₀, si les deux bassins en question sont morphologiquement et hydrologiquement semblables

Elle est valable seulement si la condition suivante est satisfaite : $0,5 < \frac{S}{S_0} < 2$

L'apport moyen dans ce cas est obtenu par la formule suivante :

$$A = A_0 \left(\frac{S}{S_0} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Tel que : A, A₀, S et S₀ sont des paramètres définis précédemment.

Le rapport des surfaces nous a donné : $\frac{S}{S_0} = \frac{202}{402} = 0,51$

La condition est vérifiée, donc on peut appliquer la méthode d'analogie. [9]

$$A = 179,60 \times \left(\frac{202}{402} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow A = 113,5 \text{ hm}^3$$

❖ **Récapitulatif des résultats obtenus :**

Méthodes	A (hm ³)
Formule de SAMIE I	113,12
Formule de SAMIE II	61,39
Formule de MEDINGER I	52,52
Formule de MEDINGER II	139,38
Formule de MAILLET-GADTIER	78,78
Formule de COUTAGNE	30,3
Formule de l'ANRH	62,62
Méthode de transposition	103,6
Méthode analogique	113,5

Tableau II.21. Récapitulatif des apports liquides❖ **Conclusion :**

L'apport moyen annuel sur le bassin versant de l'oued Sidi Ahmed Youcef est de 52,52hm³, cette valeur est donnée par la formule de MEDINGER I qui donne un apport annuel qui se rapproche de l'apport annuel de la station de Tifezouine (020916) d'une série de 6 ans et qui est égale à 54,77 hm³ base sur des données réelles.

3.3.Caractéristiques de l'écoulement :**3.3.1. La lame d'eau ruisselée :**

$$Le = \frac{A}{S}$$

Avec A : l'apport moyen annuel en hm³ et S : la surface du bassin versant en S² [9]

$$Le = \frac{52,52}{202} \Rightarrow Le = 0,26 \text{ m}$$

3.3.2. Le coefficient de ruissellement :

$$Cr = \frac{Le}{P_{moy}} \quad [9] \quad Cr = \frac{0,26 \times 10^3}{1077,53} \Rightarrow Cr = 0,24$$

3.3.3. Le coefficient d'écoulement :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \times 100 \quad [9] \quad C_e = \frac{0,26}{1,07753} \times 100 \Rightarrow C_e = 24,13\%$$

4. ETUDE DES CRUES :

4.1. Introduction :

Une crue est une augmentation brutale du débit quel que soit ce débit ou la période durant laquelle le débit dépasse le débit moyen annuel. L'intérêt de la détermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau, est de dimensionner certains ouvrages, tel que les réseaux d'assainissement, les ouvrages de protection, les évacuateurs de crues des barrages, la hauteur des digues de protection contre la crue maximum probable à laquelle ces ouvrages devront faire face. [8]

4.2. Données disponibles :

Les données hydrométriques de la station de Tifzouine (020916) qui se trouve sur le bassin versant de Sidi Khelifa sont présentées dans le tableau suivant

Station Tifzouinz(020916)			
Années	Débit maximum(m ³ /s)	Hauteur (mm)	heure
1990	96,45	285	17h00
1991	60,54	222	6h45
1992	101,58	294	2h00
1993	77,64	252	13h00
1994	51,99	207	23h30
1995	130,60	332	15h00
1996	47,08	198	16h15
1997	113	310	12h00
1998	171,80	330	16h00
1999	342,206	470	12h00
2001	362,66	392	08h30

Tableau II.22. Données de la station hydrométrique de Tifzouine. [6]

4.3. Détermination des débits maximum de crue :

Le calcul des débits des crues se fera par deux méthodes :

- Les méthodes empiriques.
- Ajustement statistique de la série des débits de pointe.

On dispose d'une série d'observations hydrométriques sur l'Oued Sidi Khelifa d'une durée de 11 ans. Cela reste insuffisant pour déterminer le débit maximum des crues probables. Cela a suscité l'utilisation de nombreuses formules pour le calcul du débit maximum de crue probable d'après les caractéristiques essentielles (superficie, pluviométrie, fréquence des crues,) de notre bassin versant.

Ces formules sont basées sur l'analyse des données recueillies au niveau du bassin versant étudié.

4.3.1. Les méthodes empiriques :

❖ Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{\max} = \frac{C \cdot S \cdot P_{ct} (H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{\frac{1}{2}}}{4\sqrt{S} + 1,5L}$$

Avec :

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 170, on prend C = 110.

S : Superficie du bassin versant en km².

P_{Ct} : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps de concentration en m, (pluie de courte durée).

H_{moy} : Altitude moyenne en m.

H_{min} : Altitude minimale en m.

L : Longueur de thalweg principal en m. [8]

$$Q_{\max} = \frac{110 \times 202 \times P_{ct} \times (710 - 24)^{\frac{1}{2}}}{4\sqrt{202} + (1,5 \times 26)} \Rightarrow Q_{\max} = 6071,71 P_{ct}$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Période de retour T (an)	10	20	50	100	1000	10000
P _{C(t)} (mm)	80,60	90,60	110,09	123,76	162,61	224,2
Q _{max} (m ³ /s)	489,38	550,1	668,43	751,43	987,32	1361,28

Tableau II.23. Débits maxima des crues de différentes périodes de retour (Formule GIANDOTTI).

❖ Formule de TURAZA :

$$Q_{\max} = \frac{P_0(\%) \cdot S \cdot C}{3,6 \cdot T_C}$$

Avec :

P₀(%) : Pluies maximales journalières de fréquence donnée (P_{jmax}) en mm.

S : Superficie du bassin versant en km².

C : Coefficient de ruissellement selon Chaumont pour différentes périodes de retour.

T_C : Temps de concentration en h.

$$Q_{\max} = \frac{P_0(\%) \times C \times 202}{3,6 \times 3} [8] \Rightarrow Q_{\max} = 18,70 \cdot P_0(\%) \cdot C$$

Les résultats de la méthode sont présentés dans le tableau suivant :

Périodes de retour T(ans)	10	20	50	100	1000	1000
Coefficient de ruissellement	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
P ₀ (%) (mm)	136,6	153,55	186,6	209,77	275,61	380
Q _{max} (m ³ /s)	1021,77	1148,55	1395,77	1569,08	2061,56	2842,4

Tableau II.24. Les Débits de crues selon différentes périodes de retour (Formule TURAZA).

❖ **Formule de MALLET GAUTIER :**

$$Q_{\max} = 2K \log(1 + AP_{\text{moy}}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}$$

Avec :

k = Coefficient dépendant de la géomorphologie du bassin versant, variant entre 2 et 4, pour un bassin peu perméable, k = 3.

A = Constante relative au bassin, variant entre 20 et 30, valeur généralement admise en Algérie par l'A.N.R.H, A=20

P_{moy} = Précipitation moyenne annuelle.

S = Superficie du bassin versant en m².

L : Longueur de thalweg principal en km, T = Périodes de retour en années. [8]

$$Q_{\max} = 2 \times 3 \log(1 + (20 \times 1,09207)) \times \frac{202}{\sqrt{26}} \times \sqrt{1 + 4 \log T - \log 202}$$

$$Q_{\max} = 322,96 \times \sqrt{4 \log T - 1,31}$$

Les résultats de la méthode sont représentés dans le tableau suivant :

Période de retour, T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Débit max Q _{max} (m ³ /s)	529,69	637,31	755,81	835,34	1055,94	1237,83

Tableau II.25. Débits de crues selon différentes périodes de retour (MALLET GAUTIER).

❖ **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$Q_{\max} = \left[\frac{0,28 P_{ct} C_v S}{T_c} \right] f$$

Avec :

P_{ct}: Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps T_c en [mm], (Pluie de courte durée),

C_v: Coefficient de ruissellement du bassin versant, C_v = 0,24.

S : Superficie du bassin versant en km².

T_c: Temps de concentration en h.

f : Coefficient de forme de la crue, $f = \frac{12}{(4 + 3\gamma)}$

- Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable : $2 \leq \gamma \leq 2,5$
 - Pour un bassin versant boisé : $3 \leq \gamma \leq 4$,

On prend : $\gamma = 2,5$; D'où : $f = 1,04$ [8]

$$Q_{\max} = \left(\frac{0,28 \times 0,24 \times 202 \times P_{ct}}{3} \right) \times 1,04 \Rightarrow Q_{\max} = 4,71 P_{ct}$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Période de retour T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Pluie de courte durée p_{ct} (mm)	80,60	90,60	110,09	123,76	162,61	224,2
Débits max Q_{max} (m ³ /s)	379,63	426,73	518,52	582,91	765,89	1055,98

Tableau II.26. Débits maxima des crues de différentes périodes de retour (Formule SOKOLOVSKY).

❖ **Evaluation des résultats :**

Les résultats des débits maxima des différentes périodes de retour appliqués par diverses formules empiriques sont résumés dans le tableau :

T(an)	10	20	50	100	1000	10000
Formules						
GIANDOTTI	489,38	550,1	668,43	751,43	987,32	1361,28
TURAZA	1021,77	1148,55	1395,77	1569,08	2061,56	2842,4
MALLET GAUTIER	529,69	637,31	755,81	835,34	1055,94	1237,83
SOKOLOVSKY	379,63	426,73	518,52	582,91	765,89	1055,98

Tableau II.27. Récapitulatif des résultats des débits maximums.

Nous retiendrons les résultats fournis par la formule de SOKOLOVSKY, car elle inclut des paramètres spécifiques aux crues tels que le coefficient de ruissellement, le temps de concentration, le coefficient de forme de la crue et l'intensité des pluies. De plus c'est la formule qui donne un débit maximum décennal le plus proche de celui des données disponibles à la station hydrométrique (020916) $Q_{max} = 362 \text{ m}^3/\text{s}$

4.4. Détermination des hydrogrammes de crues :

Pour la détermination de l'hydrogramme de crue, nous avons employé la méthode de SOKOLOVSKY, dans cette méthode l'hydrogramme est assimilé à deux équations paraboliques :

4.4.1. Equation de la courbe de monter ($Q_m(t)$);

$$Q_m(t) = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m$$

Avec :

$Q_m(t)$: Débit instantané t de la montée en (m³/s), Q_{max} : Débit maximal de la crue à une fréquence considérée en (m³/s), t : Intervalle de temps.

m : Exposant de la parabole, pour la montée de la crue $m = 2$

t_m : Temps de montée supposé égal au temps de concentration $t_m = t_{cn} = 3 \text{ h}$. [8]

4.4.2. Equation de la courbe de décrue ($Q_d(t)$):

$$Q_d(t) = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^n$$

Avec :

$Q_d(t)$: Débit instantané de la décrue, (après la pointe de la crue) en (m^3/s)

Q_{\max} : Débit maximal de la crue à une fréquence considérée en (m^3/s)

t : Intervalle de temps.

n : Exposant de la parabole, pour la décrue $n = 3$.

t_d : temps de décrue ; $t_d = C \times t_m$

C : coefficient de la taille du cours d'eau, de la perméabilité et du taux de boisement du bassin versant.

- $C = 2$ à $2,5$ pour les petits cours d'eau des bassins versants faiblement perméables.
- $C = 3$ à 4 pour les petits cours d'eau des bassins boisés et perméables.
- $C = 4$ à 7 pour les grands et moyennes cours d'eau avec terrasses de déformation.

Dans notre cas $C = 3$. [8]

Donc : $t_d = 3 \times 3 = 9$ h

$Q_m(t) = Q_{\max} \left(\frac{t}{3} \right)^2 \Rightarrow$ Pour la montée de la crue. ($0 \leq t \leq 3$ h)

$Q_d(t) = Q_{\max} \left(\frac{9-t}{9} \right)^3 \Rightarrow$ Pour la décrue. ($0 \leq t \leq 9$ h)

Les résultats obtenus pour différentes périodes de retour sont indiqués dans le tableau suivant :

t (heures)	Q10	Q20	Q50	Q100	Q1000	Q10000
0	0	0	0	0	0	0
1	30,1	47,4	57,6	64,8	85,1	117,3
2	120,5	189,6	230,4	259,1	340,4	469,3
3	271,1	426,7	518,5	583	766	1056
4	190,4	299,7	364,2	409,5	538,0	741,7
5	127,6	200,8	244,0	274,3	360,4	496,9
6	80,3	126,4	153,6	172,7	227,0	312,9
7	46,5	73,2	88,9	100,0	131,3	181,1
8	23,8	37,5	45,5	51,2	67,2	92,7
9	10,0	15,8	19,2	21,6	28,4	39,1
10	3,0	4,7	5,7	6,4	8,4	11,6
11	0,4	0,6	0,7	0,8	1,1	1,4
12	0	0	0	0	0	0

Tableau II.28. Tableau de l'hydrogramme de crues.

4.4.3. Graphe de l'hydrogramme des crues :

La détermination de l'hydrogramme de crues se fait de manière très précise dans le sens où il faut savoir qu'il est composé de deux équations et donc de deux courbes :

- **Courbe de concentration** : se détermine lors du temps de montée (t_m) qui met l'eau tombée à partir de la crue jusqu'à la pointe de l'hydrogramme.
- **Courbe de décrue** : commence là où la première termine, elle représente le temps de décrue (t_d) qui est déterminée en fonction du temps de montée. [8]

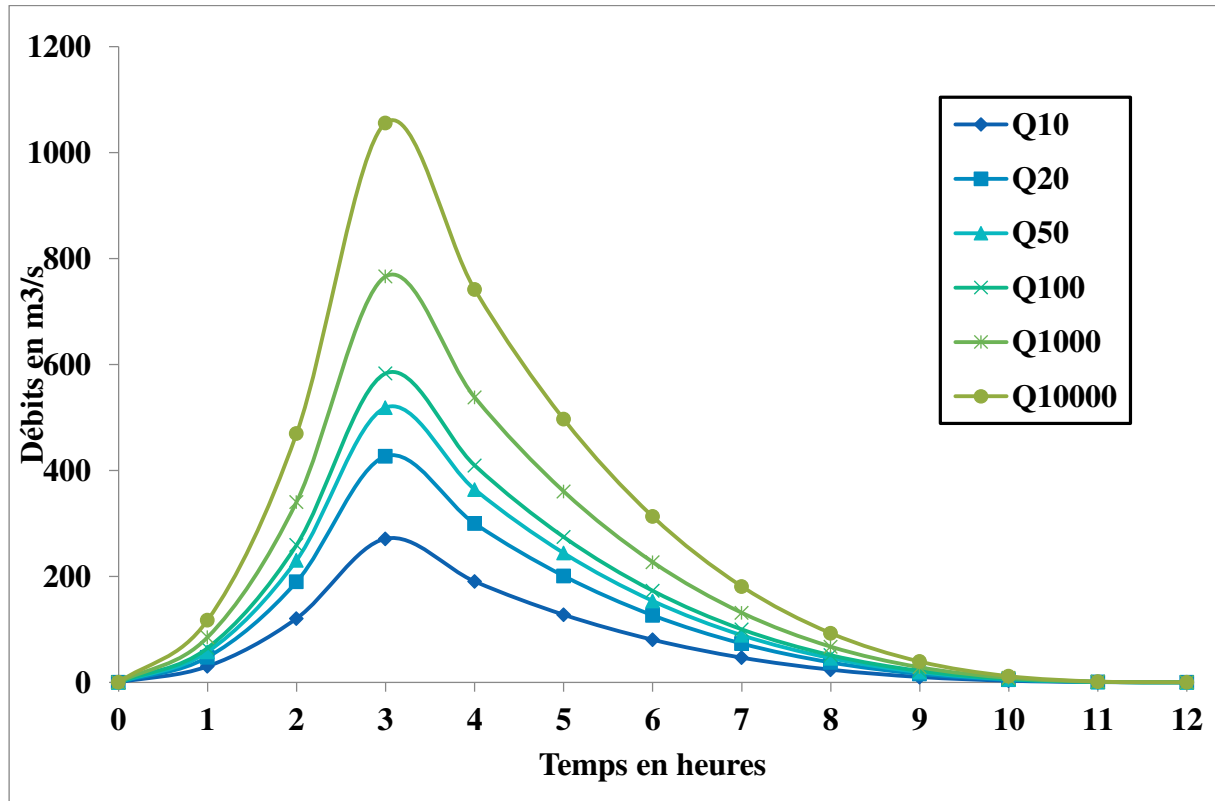


Figure II.11. Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.

4.5. Choix de la crue de projet :

La crue du projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval. Le choix de cette crue dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en crues à l'aval.

Alors, pour son estimation nous évaluons la crue de projet selon la catégorie des dommages en aval du barrage. [8]

Catégories des dommages	Crues de projet recommandée de probabilité de dépassement annuel.
Elevé : perte de vie et dommages considérables	100000 à 10000
Importants : pas de pertes de vie et dommages importants	10000 à 1000
Faibles : pas de perte de vie et dommages légers	1000 à 100

Tableau II.29. Tableau des recommandations pour l'estimation de la crue de projet

Nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1% (T = 1000 Ans)

D'où $Q_{0,1\%} = 766 \text{ m}^3/\text{s}$

L'hydrogramme de crue de projet ($Q_{0,1\%}$) est donné dans la figure suivante :

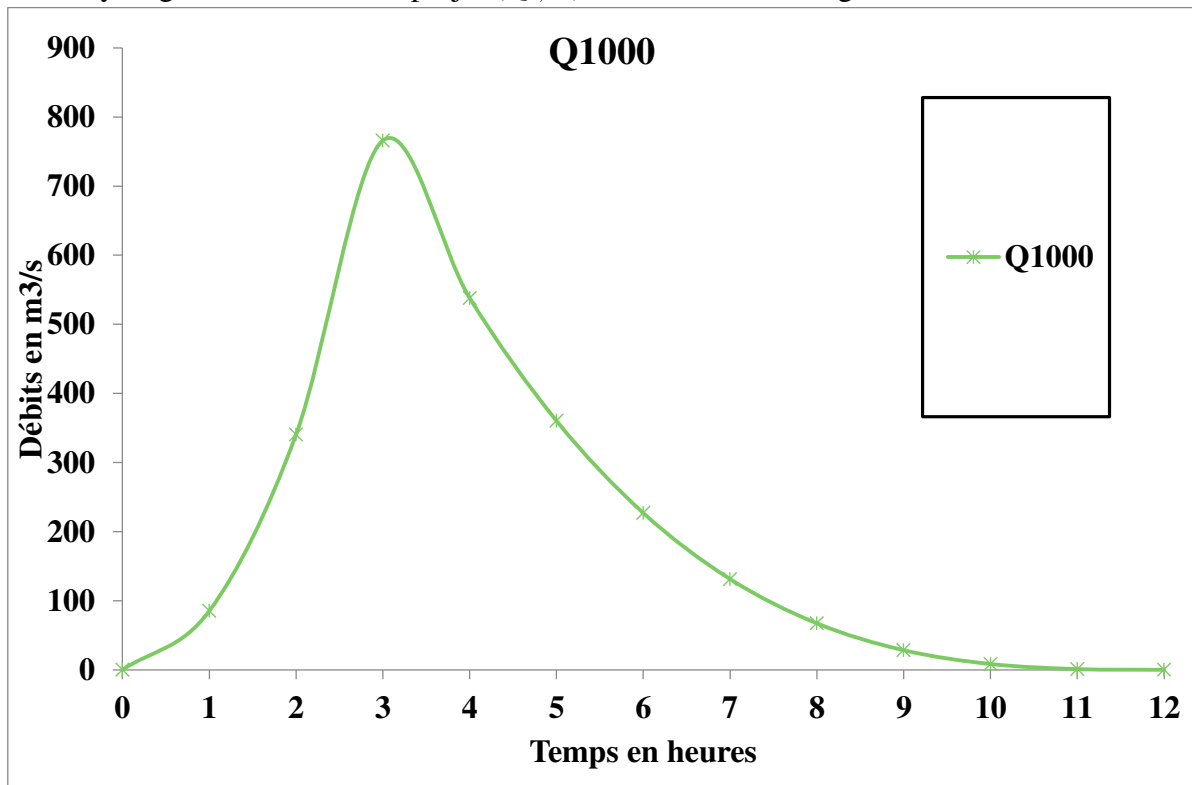


Figure II.12. Crue de projet

5. ETUDE DES APPORTS SOLIDES :

5.1. Introduction :

Les principaux responsables du phénomène d'envasement des retenues des barrages sont l'érosion des berges et le transport solide apporté par l'oued. La connaissance de l'apport solide moyen annuel permet d'estimer la perte de capacité du réservoir et le calcul du volume mort. La quantification des volumes des apports solides est une étape importante lors du dimensionnement d'un barrage.

Le transport des sédiments apparaît selon 2 formes :

- Le transport par suspension ;
- Le transport par charriage ;

Le taux d'abrasion est la quantité des terres arrachées au sol par les pluies. Il est exprimé en (t/km²/an). Les facteurs qui influent sur le taux d'abrasion sont :

- La pente du bassin ;
- La couverture végétale ;
- La nature géologique du sol ;
- L'intensité des précipitations ;
- L'aptitude du bassin versant à l'érosion ; [8]

La quantification du taux d'abrasion se fait par des formules empiriques et à l'aide des mesures de turbidité effectuées à la station hydrométrique Sidi Khelifa (020918).

5.2. Calcul du taux d'abrasion :

La quantification du taux d'abrasion se fait par des formules empiriques.

❖ Formule de TIXERONT 1960 :

$$T_a = \alpha \times L_r^{0.15}$$

L_r : lame ruisselée.

α : paramètre empirique dépendant de la perméabilité.

T_a : apport solide total en t/km²/an.

Variation de perméabilité	Elevée	Moyen élevé	moyen	faible	Imperméable
α	8.5	75	350	1400	3200

Tableau II.30. Valeurs de la variation de la perméabilité. [8]

Dans le bassin de Sidi Khelifa, la perméabilité est faible à moyenne, d'où le choix d'un coefficient $\alpha = 875$. [8]

$$T_a = 875 \times 260^{0,15} \Rightarrow T_a = 2015 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

❖ **Formule de GRAVILLOVIC :**

$$T_s = T \times P_{\text{moy}} \times \pi \times \frac{Z^3}{D^2}$$

$$T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 0.1$$

$$D = \frac{\sqrt{PH_{\text{moy}}}}{0.2(L+10)}$$

Avec :

T_a : taux de production annuelle de matériaux en $\text{m}^3/\text{km}^2.\text{an}$

T : coefficient de température

t° : température moyenne annuelle en $^\circ\text{C}$

P_{moy} : précipitation moyenne annuelle en m

P : périmètre du bassin versant en km

H_{moy} : altitude moyenne du bassin versant en m

L : longueur du thalweg principal km

Z : coefficient empirique lié à l'érosion du bassin versant

Type d'érosion	Z
Excessive	1 – 1,5
Intense	0,7 – 1
Moyenne	0,4 – 0,7
Faible	0,2-0,4
Très faible	0,1 – 0,2

Tableau II.31. Valeurs du coefficient Z. [8]

Dans notre cas $Z = 0,5$

$$T = \sqrt{\frac{18,1}{10}} + 0,1$$

$$\Rightarrow T = 1,44$$

$$D = \frac{\sqrt{70} \times (710 \times 10^{-3})}{0,2 \times (26 + 10)} \Rightarrow D = 0,83$$

$$T_s = 1,44 \times 1,07753 \times \pi \times \frac{0,5^3}{0,83^2} \quad [8] \Rightarrow T_s = 1065,66 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

❖ **Tableau récapitulatifs des résultats :**

Formules	TIXERONT	GRAVILLOVIC
$T_s(\text{t/km}^2/\text{an})$	2015	1065,66

Tableau II.32. Récapitulatif des résultats.

❖ **Conclusion :**

La formule de TIXERONT a été établie à partir de 32 bassins algériens et 9 bassins tunisiens pour des durées d'observation comprises entre 2 et 22ans ; elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité.

On prend le résultat obtenu par la formule de TIXERONT, $T_s = 2015 \text{ t/km}^2/\text{an}$.

5.3. L'apport solide moyen :

$$A_s = T_s \times S \text{ [8]}$$

$$A_s = 2015 \times 202 \quad \Rightarrow \quad A_s = 407030 \text{ t/an}$$

5.4. Calcul du volume mort:

Le volume d'envasement (volume mort) est un volume constant qui est destiné à être rempli par les matériaux en suspension et charriés.

Le volume des sédiments dans la retenue sur une durée de 50 ans est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{t_s \cdot T \cdot S}{\gamma_s}$$

t_s : Taux d'abrasion = 2015 t/km²/

T : Durée de vie du projet = 50 ans

S : Surface du bassin versant.

γ_s : Poids spécifique des sédiments = 1,5 t/m³ [8]

$$V_m = \frac{2015 \text{ t/km}^2/\text{an} \times 50 \text{ ans} \times 202 \text{ km}^2}{1,5 \text{ t/m}^3} \quad \Rightarrow \quad V_m = 13.567.666,67 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow V_m = 13,57 \text{ hm}^3$$

5.5. Conclusion:

Le débit solide du bassin versant de Sidi Khelifa est de 2015 t/km²/an. Le volume estimé de l'apport solide dans la cuvette du barrage, accumulé pendant 50 ans est de 13,57 Hm³.



Partie 2

CHAPITRE I : ETUDE DE REGULARISATION

1. Introduction :

L'écoulement superficiel est la source principale pour garantir l'approvisionnement en eau de différentes branches de l'économie de la région considérée, mais cet écoulement varie beaucoup avec le temps et l'espace c'est-à-dire qu'il est difficile d'utiliser les richesses en eau dans leur état naturel pour assurer l'approvisionnement en eau au moment voulu et en quantité nécessaire; il faut donc régulariser l'écoulement superficiel de manière à ce qu'il soit disponible lorsque la demande se manifeste.

La régularisation est une nouvelle répartition artificielle des débits naturels irréguliers au cours du temps conformément aux exigences des consommateurs et des utilisateurs de l'eau.

L'étude de régularisation a pour but de définir le rapport entre le volume demandé et celui qui peut être stocké par la retenue afin de satisfaire la demande avec une meilleure garantie et un minimum de déficit possible.

Cette étude permet de déterminer :

- La capacité utile de la retenue, qui est à la base du dimensionnement d'un barrage.
- Le volume régularisé, c'est à dire le volume que peut fournir le barrage.

2. Caractéristiques de la retenue :

Les données nécessaires pour mener l'étude d'une régularisation, sont généralement les résultats de l'étude hydrologique, dont :

- La répartition mensuelle des apports.
- La répartition mensuelle des précipitations.
- La répartition mensuelle de l'évaporation.
- La répartition mensuelle de l'infiltration.
- Le volume mort.
- La répartition des besoins.
- La courbe de capacité – hauteur – surface du réservoir.

2.1.Répartition des apports :

L'étude des apports liquide permet d'évaluer un apport moyen annuel de $56,6 \text{ hm}^3$ obtenue par la formule empirique.

On a obtenu la répartition mensuelle des apports liquides à partir d'une série de données de la station hydrométrique de Tifezouine (020916) située dans notre bassin versant. Les apports moyens mensuels sont les suivants :

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
Apport(hm ³)	0,01	0,03	1,74	6,36	20,21	13,85	7,89	2,20	2,41	0,07	0	0

Tableau I.1. Répartition mensuelle des apports. [6]

2.2.Répartition des précipitations moyennes mensuelles :

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
Précipitations (mm)	40,73	79,34	135,31	196,41	164,95	142,41	127,07	109,73	69,66	15,26	4,52	10,47

Tableau I.2. Répartition mensuelle des apports. [6]

2.3.Perte par évaporation :

La valeur moyenne annuelle de l'évaporation au niveau de la retenue est estimée à 1300 mm, avec une répartition mensuelle présentée au tableau :

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
Evap(mm)	135	89	57	44	45	56	74	98	131	175	209	178

Tableau I.3. Evaporation moyenne mensuelle de la retenue. [3]

2.4.Perte par infiltration :

L'étude géologique de la cuvette a montré que cette dernière est peu perméable, les infiltrations sont alors estimées à 1% de l'évaporation.

$$INF=0,01EVP$$

INF : infiltration moyenne annuelle.

EVP : évaporation moyenne annuelle. [14]

$$INF= 0,1 \times 1300 \Rightarrow INF= 130 \text{ mm}$$

2.5.Volume mort :

L'étude des apports solides a évalué un volume $V_m = 15\text{hm}^3$, le volume de sédiments qui sera accumulé dans la retenue à l'issue de 50 années, correspondant à la durée de vie économique de l'ouvrage.

2.6.Répartition des besoins :

Les besoins en eau potable et en eau d'irrigation ne sont pas définis à priori. L'objectif de cette étude est de rechercher l'optimum technico-économique permettant de maximiser la fourniture d'eau potable et d'eau d'irrigation par le barrage. Selon les recommandations de l'ANBT, la priorité est accordée à l'alimentation en eau potable (80% du volume régularisé).

La modulation mensuelle de la demande en eau potable et en eau d'irrigation (en %), telle que fixée par l'Administration, est donnée par le Tableau suivant:

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
AEP	8	8	8	8	8	8	8	8	9	9	9	9
Irrigation	13	9	2	0	0	0	0	7	15	17	18	19

Tableau I.4. Modulations mensuelles de la demande en AEP et en eau d'irrigation. [3]

Pour notre futur barrage l'utilisation de l'eau sera mixte, pour cela il faut trouver la modulation adéquate à la demande en AEP et en Irrigation pour cela on utilise la règle de trois.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
AEP+Irri	9	8,2	6,8	6,4	6,4	6,4	6,4	7,8	10,2	10,6	10,8	11

Tableau I.5. Modulation mensuelle de la demande en AEP + irrigation.

2.7.Courbe Capacité – Surface – Hauteur :

Les principales caractéristiques physiques d'un réservoir de barrage sont la superficie du plan d'eau, sa capacité et sa hauteur.

Les valeurs de ces trois paramètres peuvent être calculées par la méthode suivante :

- La tranche utile du réservoir est divisée dans le sens de sa hauteur en n tranches d'égales hauteurs,
- La superficie de chacune de ces tranches est déterminée à l'aide d'un planimètre sur la vue en plan,
- Le volume entre deux tranches de surfaces S_i et S_{i+1} et de sa hauteur h_i et h_{i+1} est établie selon l'expression suivante :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} (h_{i+1} - h_i)$$

Avec :

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau h_i en m^2 .

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

$(h_{i+1} - h_i)$: Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives en m. [12]

Deux courbes Surface – Hauteur et Capacité – Hauteur sont tracées pour présenter le réservoir

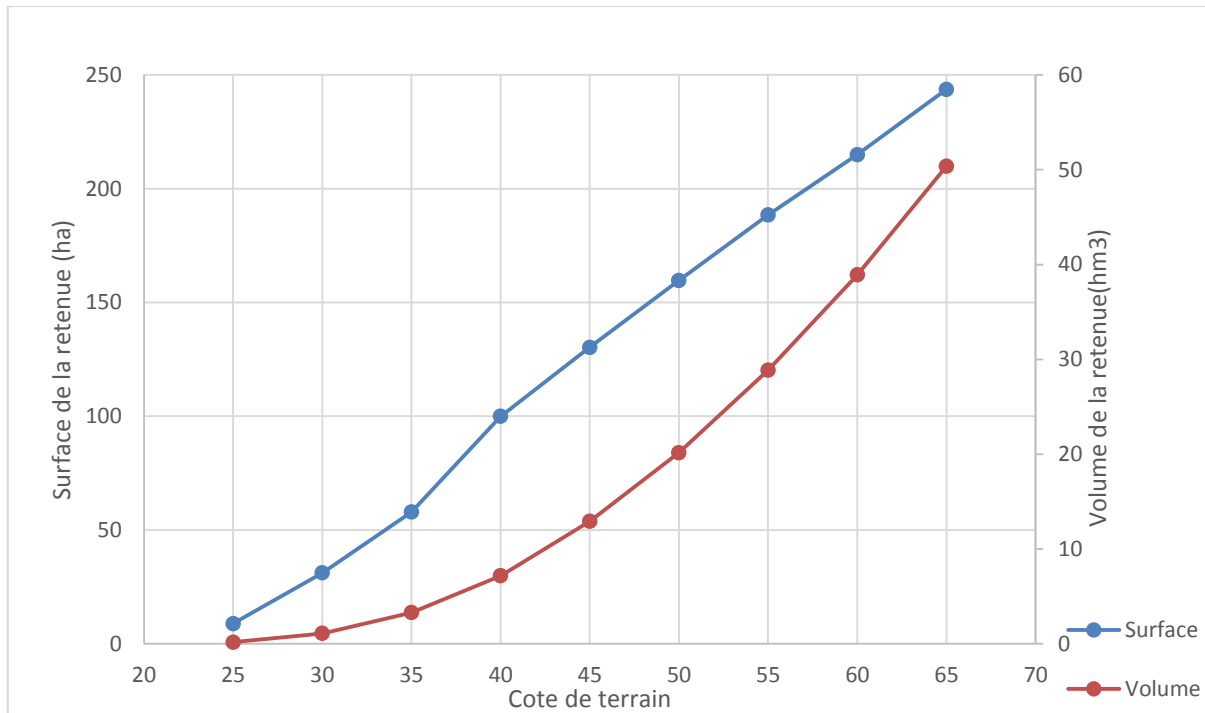


Figure I.1. Courbe hauteur-capacité-surface.

3. Etude de Régularisation :

Il existe trois types de régularisation :

- Régularisation Saisonnière.
- Régularisation interannuelle : Cette méthode est fondée sur une simulation du fonctionnement du barrage. On le fait « tourner » sur une période assez longue. Cette période dépend de la longueur de la série des apports. Cette série peut être historique (mesurée) ou simulée, c'est-à-dire créée artificiellement. [14]

3.1.Choix de type de régularisation :

Dans cette étude, on a effectué une régularisation saisonnière pour le futur barrage de Sidi Khelifa.

La régularisation annuelle (saisonnière) est distinguée par l'écoulement annuel d'une fréquence donnée qui pourraient couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités.

Par ailleurs, cette régularisation est fondée sur l'hypothèse, que la retenue est destinée uniquement à utilisation des eaux de l'année en cours. [14]

3.2.Principe de calcul :

Les calculs sont faits mois par mois, le taux de régularisation optimal est celui pour lequel la retenue est vide en début de saison (hypothèse de départ) et en fin de saison, pour éviter un sous dimensionnement ou un sur dimensionnement de la retenue.

Le volume utile est alors égal au volume résiduel max diminué du volume mort pendant l'année.

$$V_{\text{util}} = V_{\text{résid}} - V_m$$

- Si le volume résiduel > volume mort, cela veut dire que nous n'avons pas consommé toute l'eau disponible, on augmente donc le taux de régularisation.
- Si le volume résiduel < volume mort, on diminue le taux de régularisation.
- Si le volume résiduel = volume mort, donc on obtient un taux de régularisation optimum. [14]

On trace ci-dessous les droites de variation du volume résiduel en fonction du taux de régularisation pour trouver les taux de régularisation optimaux ainsi que les tableaux de régularisation des trois cas :

❖ Cas de régularisation pour l'AEP :

Afin de déterminer le taux optimum on trace la droite du volume résiduel minimum en fonction des différents taux, on trace ensuite la droite du volume mort.

Taux	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,999
Volume résiduel Maximum	41,7	36,36	30,99	25,59	20,18	14,8

Tableau I.6. Tableau du volume résiduel minimum en fonction du taux.

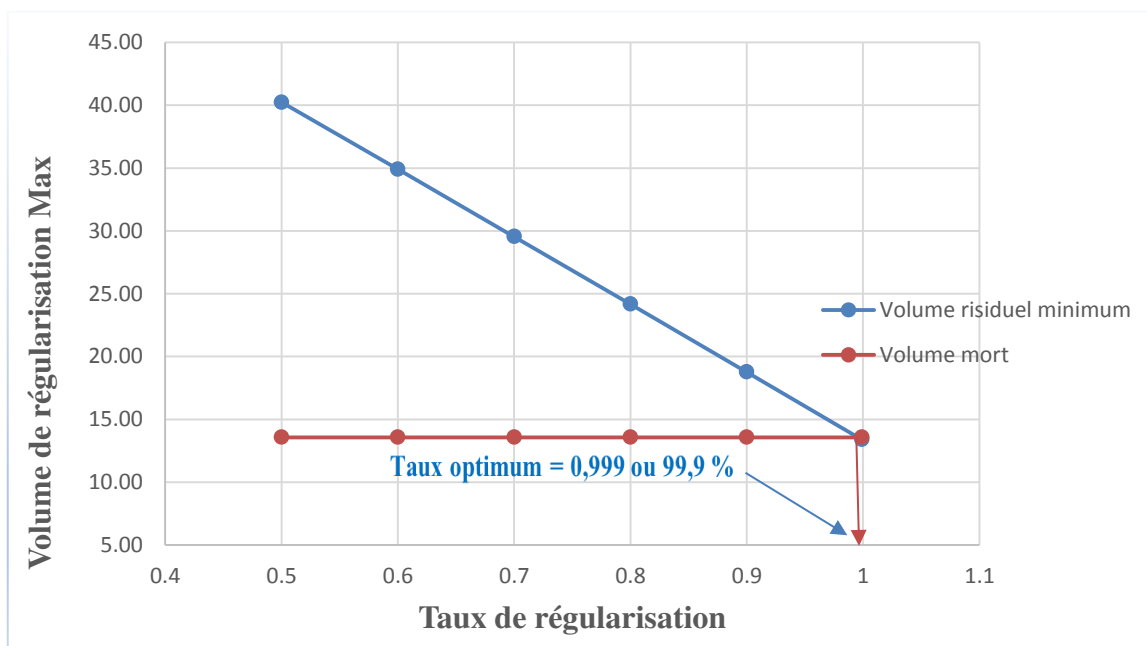


Figure I.2. Taux de régularisation optimum.

PARTIE 2

CAPACITE DE LA RETENUE

Taux = 0,999																17
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	V résiduel
Mois	Apports	Précip (mm)	Evap (mm)	Infil (mm)	Modulation	Apports cumulés	S1 (km ²)	S2 (km ²)	Smoy	Vol précip	Vol évap	Vol Inf	Besoins mens	Vol consommé	Vol restant	13,57
Sept	0,01	40,73	135,00	13,50	8,00	13,58	0,70	0,70	0,70	0,03	0,09	0,01	4,38	4,48	-4,44	9,13
Oct	0,03	79,34	89,00	8,90	8,00	9,16	0,74	0,74	0,74	0,06	0,07	0,01	4,38	4,45	-4,36	4,77
Nov	1,74	135,31	57,00	5,70	8,00	6,50	0,82	0,78	0,80	0,11	0,05	0,00	4,38	4,43	-2,58	2,18
Dec	6,36	196,41	44,00	4,40	8,00	8,55	0,88	0,75	0,81	0,16	0,04	0,00	4,38	4,42	2,11	4,29
Jan	20,21	164,95	45,00	4,50	8,00	24,50	0,83	0,77	0,80	0,13	0,04	0,00	4,38	4,42	15,92	20,21
Fev	13,85	142,41	56,00	5,60	8,00	34,06	0,71	1,02	0,87	0,12	0,05	0,00	4,38	4,43	9,54	29,75
Mars	7,89	127,07	74,00	7,40	8,00	37,65	0,89	1,17	1,03	0,13	0,08	0,01	4,38	4,46	3,56	33,32
Avril	2,20	109,73	98,00	9,80	8,00	35,51	1,00	1,08	1,04	0,11	0,10	0,01	4,38	4,49	-2,18	31,14
Mai	2,41	69,66	131,00	13,10	9,00	33,55	0,93	1,01	0,97	0,07	0,13	0,01	4,92	5,06	-2,58	28,56
Juin	0,07	15,26	175,00	17,50	9,00	28,63	0,85	0,86	0,86	0,01	0,15	0,01	4,92	5,09	-5,00	23,55
Juil	0,00	4,52	209,00	20,90	9,00	23,55	0,75	0,75	0,75	0,00	0,16	0,02	4,92	5,10	-5,09	18,46
Ao	0,00	10,47	178,00	17,80	9,00	18,46	0,70	0,70	0,70	0,01	0,12	0,01	4,92	5,06	-5,05	13,40
	54,77	1095,86	1291	129,1	100											

Tableau I.7. Tableau de régularisation saisonnière avec un taux de 0,999

Dans le tableau précédent :

- La colonne 1 indique le mois.
- La colonne 2 montre les apports mensuels, en millions de m³, qui en principe doivent égaux aux moyennes interannuelles des apports mensuels,
- La colonne 3 montre les précipitations, en mm, qui en principe doivent égaux aux moyennes interannuelles des précipitations mensuelles,
- La colonne 4 donne l'évaporation mensuelle, en mm, au site du barrage,
- La colonne 5 donne l'infiltration mensuelle, en mm, au site du barrage,
- La colonne 6 indique la modulation de la demande r le mois considéré, c'est-à-dire le % de la demande totale nécessaire au mois considéré,
- La colonne 7 donne l'apport cumulé, en milliers de m³, il est égal au volume résiduel du mois précédent augmenté de l'apport de la colonne 2 (mensuel), le volume résiduel du premier mois est égal au volume mort,
- La colonne 8 indique la surface, S_1 en km², du plan d'eau en début de mois. Dans ce logiciel, elle est calculée à partir du volume,
- La colonne 9 montre la surface, S_2 en km², du plan d'eau en fin de mois,
- La colonne 10 donne la surface moyenne, en km², du plan d'eau pendant le mois,

$$S_{\text{moy}} = \frac{S_1 + S_2}{2},$$

- La colonne 11 montre le volume d'eau précipité sur la retenue en Mm³,
- La colonne 12 montre le volume d'eau évaporé en milliers de m³,
- La colonne 13 montre le volume d'eau infiltré en milliers de m³,
- La colonne 14 indique le volume des besoins mensuels, en milliers de m³ ; chaque besoin mensuel est égal au produit de l'apport moyen annuel multiplié par le taux de régularisation τ multiplié par la modulation mensuelle de la demande (colonne 5) ; le taux de régularisation τ est choisi à l'avance comme un pourcentage de l'apport moyen annuel,
- La colonne 15 montre le volume consommé, en milliers de m³, pendant le mois ; il est égal à la somme des besoins, des infiltrations et de l'évaporation,
- La colonne 16 donne le volume restant, en milliers de m³, qui est égal au volume de l'apport mensuel diminué du volume consommé,
- La colonne 17 indique le volume résiduel, en milliers de m³, qui est égal qui est égal au volume résiduel du mois précédent augmenté ou diminué du volume restant du mois considéré. Le volume résiduel du mois 1 est égal au volume mort. [14]

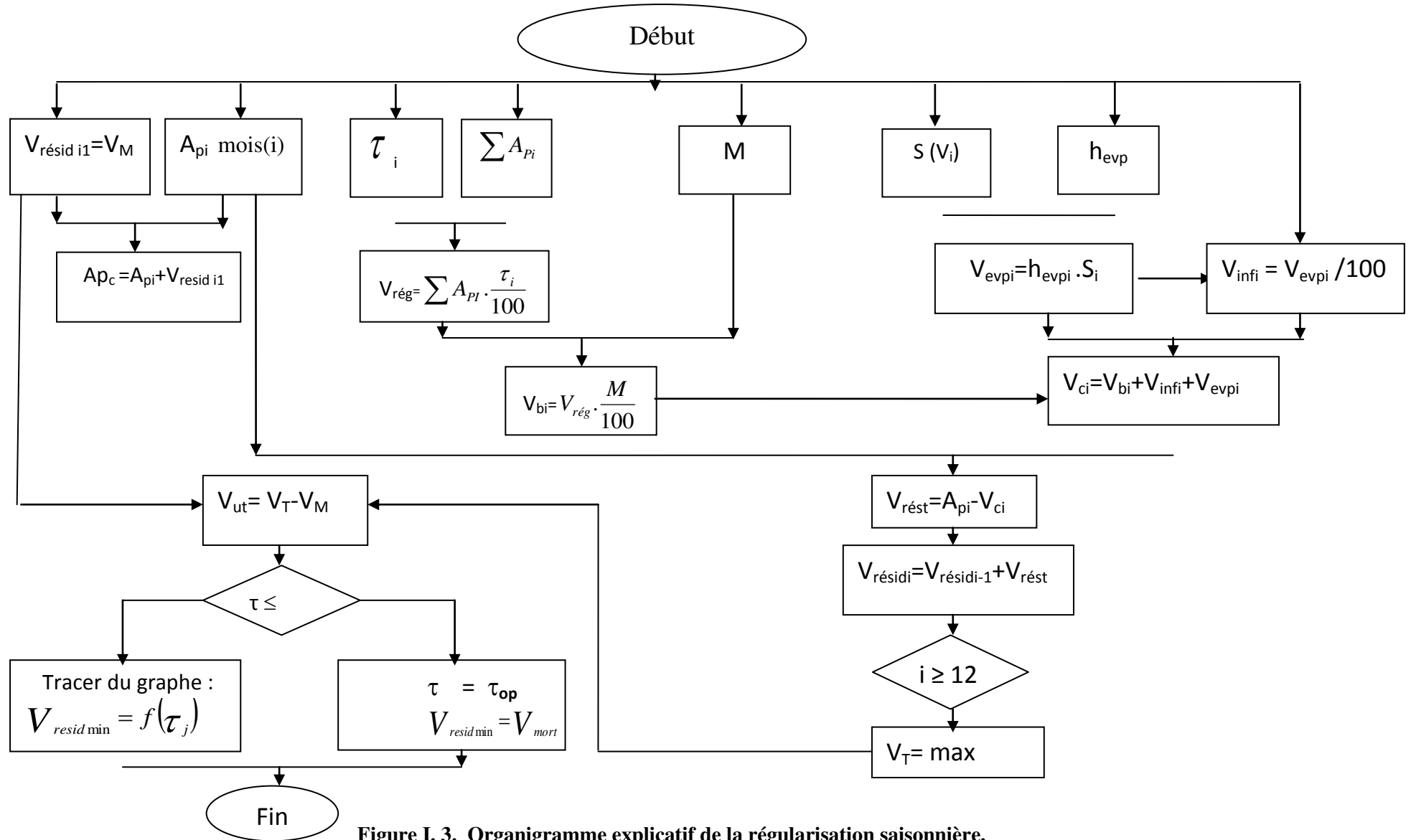


Figure I. 3. Organigramme explicatif de la régularisation saisonnière.

❖ Cas de régularisation pour l'irrigation :

Taux	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,999
Volume résiduel Maximum	41,49	36,12	30,75	25,36	19,95	14,59

Tableau I.8. Tableau du volume résiduel minimum en fonction du taux.

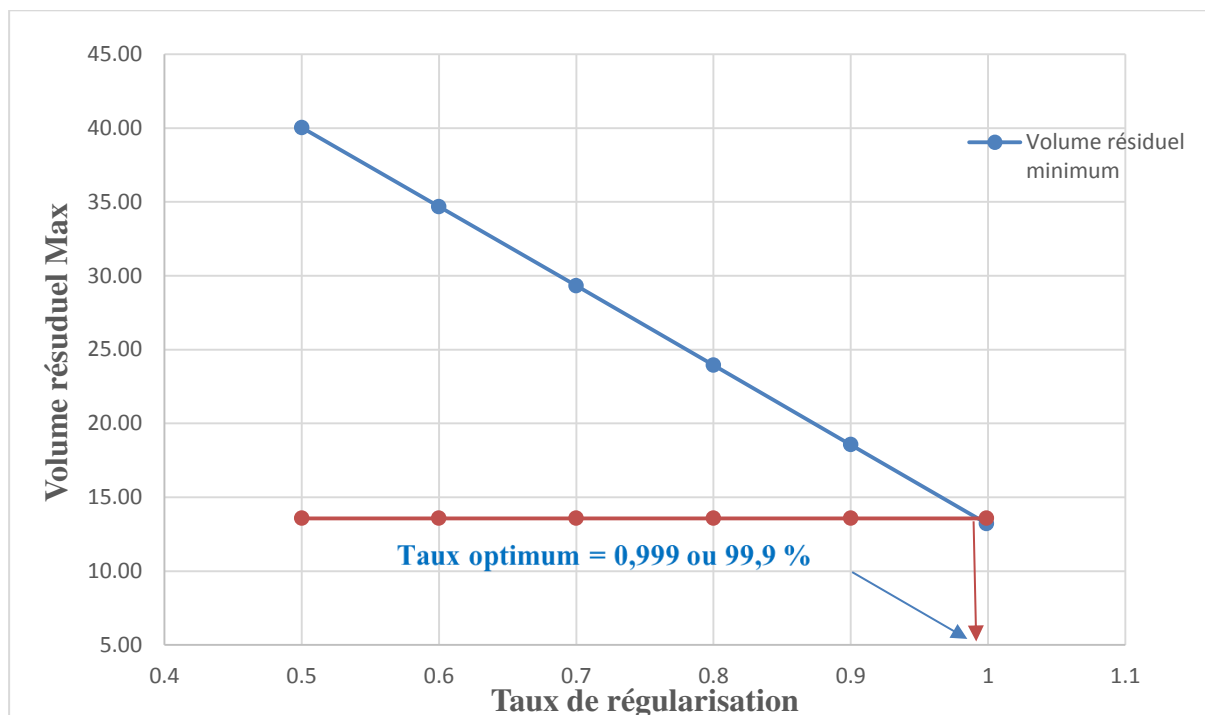


Figure I.4. Taux de régularisation optimum.

PARTIE 2

CAPACITE DE LA RETENUE

Taux = 0,999																17
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	V résiduel
Mois	Apports	Précip (mm)	Evap (mm)	Infil (mm)	Modulation	Apports cumulés	S1 (km ²)	S2 (km ²)	Smoy	Vol précip	Vol evap	Vol Inf	Besoins mens	Vol consommé	Vol restant	13,57
Sept	0,01	40,73	135,00	13,50	13,00	13,58	0,70	0,70	0,70	0,03	0,09	0,01	7,11	7,22	-7,18	6,39
Oct	0,03	79,34	89,00	8,90	9,00	6,42	0,78	0,78	0,78	0,06	0,07	0,01	4,92	5,00	-4,91	1,48
Nov	1,74	135,31	57,00	5,70	2,00	3,22	0,90	0,85	0,88	0,12	0,05	0,00	1,09	1,15	0,71	2,19
Dec	6,36	196,41	44,00	4,40	0,00	8,55	0,88	0,75	0,81	0,16	0,04	0,00	0,00	0,04	6,48	8,67
Jan	20,21	164,95	45,00	4,50	0,00	28,88	0,74	0,86	0,80	0,13	0,04	0,00	0,00	0,04	20,30	28,97
Fev	13,85	142,41	56,00	5,60	0,00	42,82	0,87	1,42	1,14	0,16	0,06	0,01	0,00	0,07	13,94	42,91
Mars	7,89	127,07	74,00	7,40	0,00	50,81	1,43	1,92	1,67	0,21	0,12	0,01	0,00	0,14	7,97	50,88
Avril	2,20	109,73	98,00	9,80	7,00	53,08	1,92	2,08	2,00	0,22	0,20	0,02	3,83	4,05	-1,63	49,25
Mai	2,41	69,66	131,00	13,10	15,00	51,67	1,81	1,98	1,89	0,13	0,25	0,02	8,21	8,48	-5,93	43,32
Juin	0,07	15,26	175,00	17,50	17,00	43,39	1,45	1,45	1,45	0,02	0,25	0,03	9,30	9,58	-9,49	33,83
Juil	0,00	4,52	209,00	20,90	18,00	33,83	1,02	1,02	1,02	0,00	0,21	0,02	9,85	10,08	-10,08	23,75
Ao	0,00	10,47	178,00	17,80	19,00	23,75	0,76	0,76	0,76	0,01	0,13	0,01	10,40	10,54	-10,54	13,22
	54,77	1095,86	1291	129,1	100											

Tableau I.9. Tableau de régularisation saisonnière avec un taux de 0,999

❖ Cas de régularisation pour l'AEP et l'irrigation:

Taux	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,999
Volume résiduel Maximum	41,66	36,31	30,94	25,55	20,14	14,77

Tableau I.10. Tableau du volume résiduel maximum en fonction du taux.

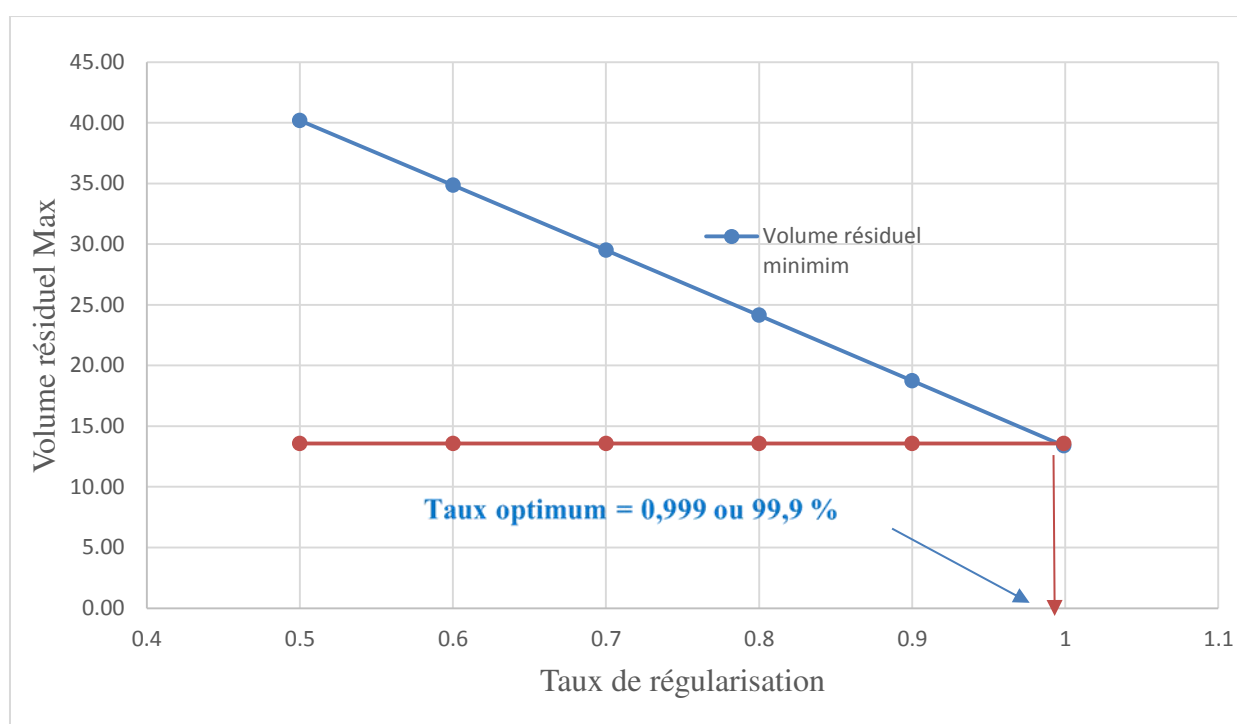


Figure I.5. Taux de régularisation optimum.

PARTIE 2

CAPACITE DE LA RETENUE

Taux = 0,999																17
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	V résiduel
Mois	Apports	Précip (mm)	Evap (mm)	Infil (mm)	Modulation	Apports cumulés	S1 (km ²)	S2 (km ²)	Smoy	Vol précip	Vol évap	Vol Inf	Besoins mens	Vol consommé	Vol restant	13,57
Sept	0,01	40,73	135,00	13,50	9,00	13,58	0,70	0,70	0,70	0,03	0,09	0,01	4,92	5,03	-4,99	8,58
Oct	0,03	79,34	89,00	8,90	8,20	8,61	0,75	0,75	0,75	0,06	0,07	0,01	4,49	4,56	-4,47	4,11
Nov	1,74	135,31	57,00	5,70	6,80	5,85	0,83	0,79	0,81	0,11	0,05	0,00	3,72	3,77	-1,92	2,19
Dec	6,36	196,41	44,00	4,40	6,40	8,55	0,88	0,75	0,81	0,16	0,04	0,00	3,50	3,54	2,98	5,17
Jan	20,21	164,95	45,00	4,50	6,40	25,37	0,81	0,78	0,80	0,13	0,04	0,00	3,50	3,54	16,80	21,96
Fev	13,85	142,41	56,00	5,60	6,40	35,81	0,73	1,09	0,91	0,13	0,05	0,01	3,50	3,56	10,42	32,38
Mars	7,89	127,07	74,00	7,40	6,40	40,28	0,97	1,29	1,13	0,14	0,08	0,01	3,50	3,59	4,44	36,83
Avril	2,20	109,73	98,00	9,80	7,80	39,02	1,13	1,23	1,18	0,13	0,12	0,01	4,27	4,40	-2,07	34,76
Mai	2,41	69,66	131,00	13,10	10,20	37,17	1,05	1,15	1,10	0,08	0,14	0,01	5,58	5,74	-3,25	31,51
Juin	0,07	15,26	175,00	17,50	10,60	31,58	0,94	0,94	0,94	0,01	0,16	0,02	5,80	5,98	-5,89	25,61
Juil	0,00	4,52	209,00	20,90	10,80	25,61	0,79	0,79	0,79	0,00	0,16	0,02	5,91	6,09	-6,09	19,53
Ao	0,00	10,47	178,00	17,80	11,00	19,53	0,71	0,71	0,71	0,01	0,13	0,01	6,02	6,16	-6,15	13,38
	54,77	1095,86	1291	129,1	100											

Tableau I.11. Tableau de régularisation saisonnière avec un taux de 0,999

4. Conclusion :

Pour un apport moyen annuel de $54,77 \text{ Mm}^3$ au futur barrage de Sidi Khelifa, on a obtenu les résultats suivants :

$$V_{\text{utile}} = V_{\text{résiduel max}} - V_{\text{mort}} \quad , \quad V_{\text{régularisé}} = \text{Apport moyen annuel} \times \tau \quad [14]$$

➤ AEP :

$$V_{\text{utile}} = 33,32 - 13,57 = 19,75 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{régularisé}} = 54,77 \times 0,999 = 54,71 \text{ Mm}^3$$

➤ Irrigation:

$$V_{\text{utile}} = 50,88 - 13,57 = 37,31 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{régularisé}} = 54,77 \times 0,999 = 54,71 \text{ Mm}^3$$

➤ AEP + Irrigation:

$$V_{\text{utile}} = 36,83 - 13,57 = 23,26 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{régularisé}} = 54,77 \times 0,999 = 54,716 \text{ Mm}^3$$

Dans le cas d'une régularisation pour l'AEP le volume utile est égale à $19,75 \text{ Mm}^3$ et un volume régularisé de $54,71 \text{ Mm}^3$.

Dans le cas d'une régularisation pour l'irrigation le volume utile est égale à $37,31 \text{ Mm}^3$ et un volume régularisé de $54,71 \text{ Mm}^3$.

Dans le cas d'une régularisation mixte (AEP + irrigation) le volume utile est égale à $23,26 \text{ Mm}^3$ et un volume régularisé de $54,71 \text{ Mm}^3$.

CHAPITRE II : ETUDE DE LAMINAGE DES CRUES

1. Introduction :

Le phénomène de laminage des crues est la transformation de l'onde de crue entre l'entrée du réservoir du barrage et son évacuateur de crues.

Parmi tous les risques d'accident qui menacent l'existence d'un barrage, la submersion de la digue est la plus grave. Le déversement sur la crête d'un tel ouvrage est un phénomène très dangereux qui peut engendrer la rupture du barrage. Le débit qui passe à travers l'évacuateur de crue est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue. L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme des crues entrantes, de la capacité de l'évacuateur de crue et de la forme de la retenue.

Pour cela une crue critique peut provoquer des dommages humains et matériels d'où l'importance de dimensionner correctement le barrage et son évacuateur de crue.

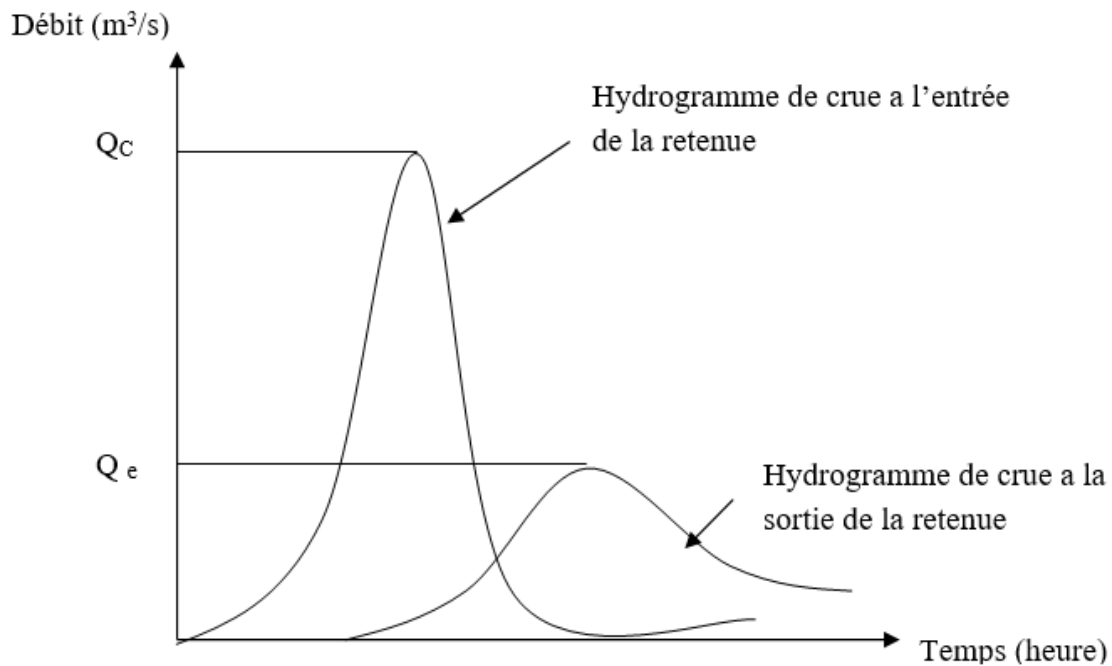


Figure II.1. Exemple d'un laminage de crue.

Il a pour effet de diminuer le débit de pointe (le débit maximal) en répartissant le volume de la crue dans le temps. Ceci est possible grâce au stockage temporaire d'une partie du volume de la crue dans le lit majeur d'un cours d'eau (laminage naturel) ou dans la retenue d'un barrage (laminage artificiel).

2. But du laminage des crues :

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la cote maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue.

C'est-à-dire sa largeur, en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, et justifier tout cela par une étude d'optimisation. [15]

Il existe plusieurs procédés permettant le calcul du laminage des crues. Parmi ces méthodes il convient de citer les suivantes :

- La méthode analytique dans le cas de calculs approximatifs,
- La méthode grapho-analytique que nous avons adoptée dans notre étude.

Les données de base de cette méthode sont :

- **La courbe Hauteur – Surface – Volume :**

Cote (m)	25	30	35	40	45	50	55	60	65
Volume (Mm ³)	0,15	1,09	3,28	7,17	12,91	20,15	28,84	38,92	50,38
Surface (km ²)	8,8	31,12	57,85	99,94	130,24	159,68	188,44	214,99	243,7

Tableau II.1. Courbe surface- capacité – hauteur.

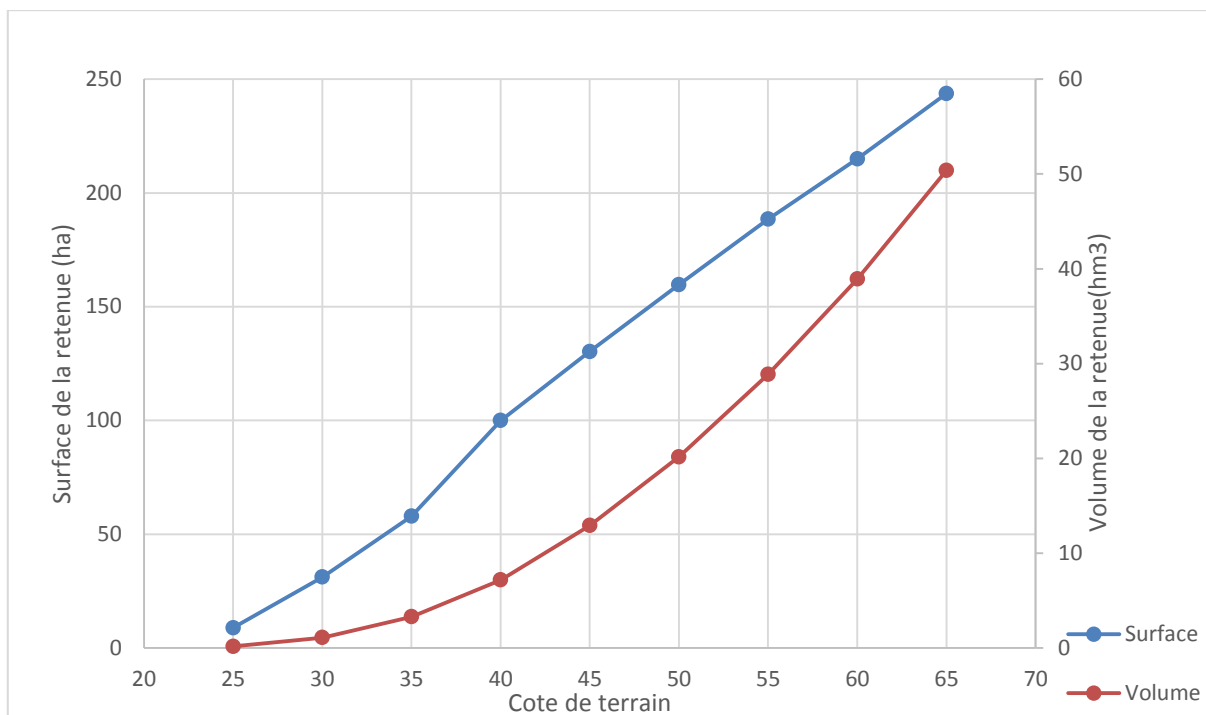


Figure II.2. Courbe du graphe H-S-V

- **Le volume mort et le volume utile :**

Le volume mort du futur barrage de Sidi Khelifa et son volume utile obtenues de l'études de régularisation sont les suivants :

Le volume utile est égal à 23,26 Mm³, Le volume mort est égal à 13,57 Mm³.

- **L'hydrogramme de la crue dix milléniale :**

Les données de l'hydrogramme de la crue dix millénaire (crue de projet) obtenu à partir de l'étude des crues sur le sb de sidi khelifa sont représentés dans le tableau suivant :

t (heures)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Q1000	0	85,10	340,40	765,89	131,33	67,24	28,37	8,40	1,05	0

Tableau II.2. L'hydrogramme de la crue dix milléniale.

- **La forme de la digue :**

On a tracé la forme de la digue selon le profil du dénivelé de la gorge ou sera construite la digue.

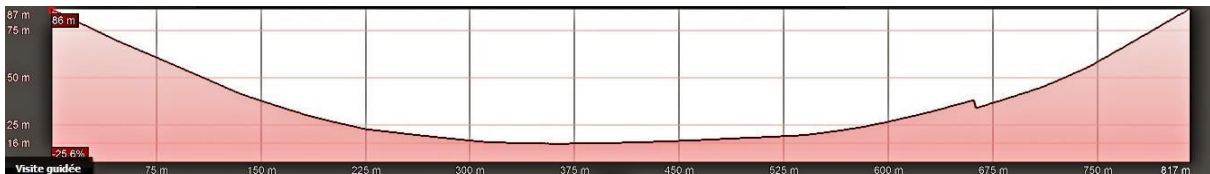


Figure II.3. Profil de la dénivelée de la gorge. [10]

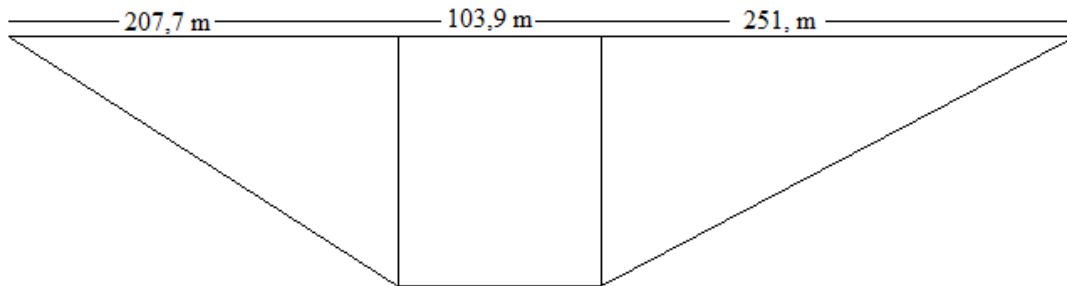


Figure II.4. Schéma de la digue.

3. La méthode grapho-analytique :

Le laminage des crues avec la méthode grapho-analytique se déroule selon les étapes suivantes :

3.1. La courbe caractéristique :

A partir de la courbe Hauteur – Capacité, on tire la courbe caractéristique $h = f(V)$ à partir du NNR (Niveau Normal de la Retenue qui correspond au volume utile + la garde d'envasement). Ce volume, trouvé dans l'étude de régularisation, est égal à $36,83 \text{ Mm}^3$.

On considère que le volume au niveau normal de la retenue (NNR) est égal à $36,83 \text{ Mm}^3$. Ce qui fait que l'origine des abscisses de la courbe caractéristique est 589 m et l'origine des ordonnées est $36,831 \text{ Mm}^3$. [15]

On a :

Hauteur à partir du lit de l'oued	Volume à partir du lit de l'oued	Hauteur à partir de la NNR	Volume à partir de la NNR
59	36,83	0	0
60	38,92	1	2,09
61	41,5	2	4,67
62	43,8	3	6,97
63	46	4	9,17
64	48	5	11,17
65	50,38	6	13,55

Tableau II. 3. Tableau de la courbe caractéristique.

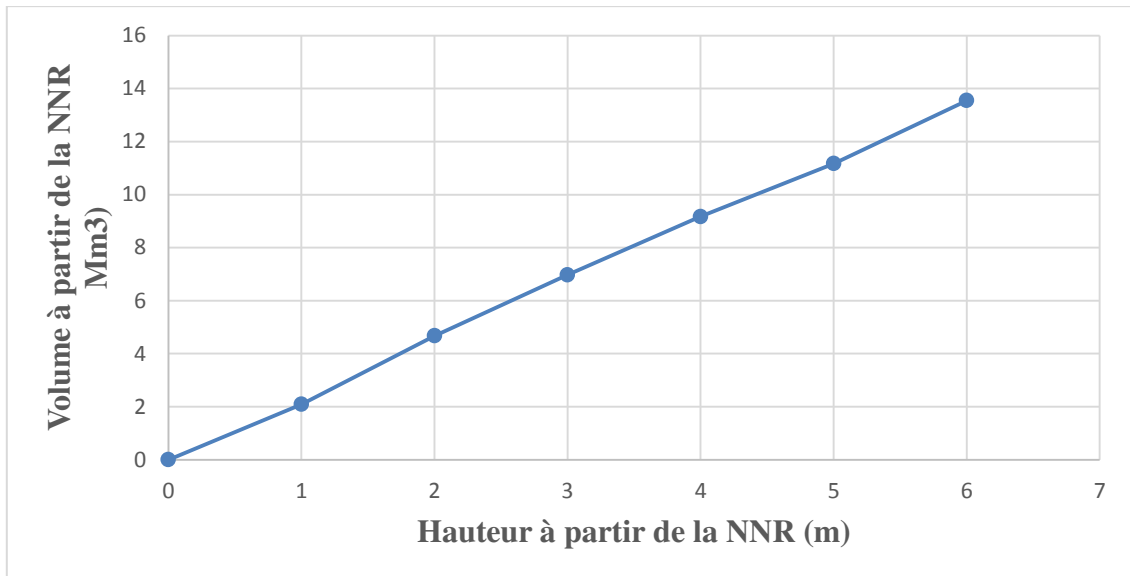


Figure II. 5. La courbe caractéristique.

3.2. Le volume entrant au barrage :

A partir de l'hydrogramme de crue $Q = f(t)$ on va tirer la courbe des volumes entrant dans le réservoir (au-dessus de la NNR) $V_{\text{moyen}} = f(t)$ pour des pas de temps Δt de 1 heure :

$$V_{\text{moyen}} = ((Q_1 + Q_2)/2) \times \Delta t / 10^6 \text{ en Mm}^3. [15]$$

t (heures)	Q1000	Vmoy(Mm3)
0	0	0,00
1	85,10	0,15
2	340,40	0,77
3	765,89	1,99
4	131,33	0,89
5	67,24	0,36
6	28,37	0,17
7	8,40	0,07
8	1,05	0,02
9	0,00	0,00

Tableau II.4. Volume entrant au barrage.

3.3. Equation de bilan :

$$\text{Inflow} - \text{Outflow} = \frac{dS}{dt}$$

Où : Inflow = débit entrant, Outflow = débit sortant et S = stockage dans le réservoir.

Comme S varie avec le temps, on suppose que ces variations se font dans un temps très court pendant lequel : $I = I_{\text{moyen}} = \text{Constante}$ et $O = O_{\text{moyen}} = \text{Constante}$

à t_1 on a I_1 et O_1 ; à t_2 on a I_2 et O_2 et pendant Δt on a : $I_{\text{moyen}} = (I_1 + I_2)/2$ et $O_{\text{moyen}} = (O_1 + O_2)/2$. Si ΔS = emmagasinement dans la retenue pendant Δt on a :

$$\begin{aligned} \Delta S / \Delta t &= I_{\text{moyen}} - O_{\text{moyen}} = (I_1 + I_2)/2 - (O_1 + O_2)/2 \\ \text{et } S_2 - S_1 &= [(I_1 + I_2)/2] \times \Delta t - [(O_1 + O_2)/2] \times \Delta t \\ \text{C'est à dire: } \left(S_2 + \frac{O_2}{2} \Delta t \right) &= \left(\frac{I_1 + I_2}{2} \right) \Delta t + S_1 - \frac{O_1}{2} \Delta t \end{aligned}$$

Volume entrant + Volume existant dans la retenue au temps t_1 - (Volume déversé) / 2 à l'instant t_1 = Volume existant dans la retenue au temps t_2 + (Volume déversé) / 2 à l'instant t_2 [15]

3.4. Calcul de $Q_{\text{dev Max}}$ et h_{max} correspondante :

On calcule graphiquement pour chaque largeur de déversoir ($b_1 = 20$ m, $b_2 = 30$ m, $b_3 = 40$ m, $b_4 = 50$ m, $b_5 = 60$ m, $b_6 = 70$ m, $b_7 = 80$ m), le débit déversé max et la hauteur d'eau correspondante.

Pour $b = 20$ m nous avons le tableau ci-dessous dans le quel:

- La colonne 1 indique les hauteurs d'eau au-dessus du niveau de la retenue normale (NNR).

La colonne 2 donne le volume déversé pour chaque hauteur d'eau calculée avec la formule ci-dessus ($Q_{deversé} = mb\sqrt{2g} \times h^{3/2}$) où m = coefficient de Graiger = 0,495

b = largeur du déversoir,

g = accélération de la pesanteur = 9,81,

h = hauteur d'eau au-dessus du seuil du déversoir.

- La colonne 3 montre le volume de la cuvette en fonction de la hauteur d'eau (courbe caractéristique).
- La colonne 4 indique le volume déversé par-dessus l'évacuateur : $V_{dev} = ((Q_{dev1} - Q_{dev2})/2) \times \Delta t$.
- La colonne 5 donne $V_{dev}/2$.
- La colonne 6 donne le volume caractéristique diminué de $V_{dev}/2$.
- La colonne 7 donne le volume caractéristique augmenté de $V_{dev}/2$. [15]

On donne l'exemple de calcul pour $b=30m$

1	2	3	4	5	6	7
Hauteur	Qdev (m3/s)	Volume déversé	Volume caractéristique	Vdev/2	V - Vdev/2	V + Vdev/2
0	0	0	0	0,00	0,00	0,00
1	66	0,12	2,09	0,06	2,03	2,15
2	132	0,36	4,67	0,18	4,49	4,85
3	197	0,59	6,97	0,30	6,67	7,27
4	263	0,83	9,17	0,41	8,76	9,58
5	329	1,07	11,17	0,53	10,64	11,70
6	395	1,30	13,55	0,65	12,90	14,20

Tableau II.5. Tableau du graphe du débit déversé.

Pour obtenir le débit déversé et la hauteur correspondante, on procède comme suit :

Sur du papier millimétré, avec une échelle adéquate, on trace les hauteurs (m) en ordonnées, les volumes (Mm^3) en abscisses vers la droite et les débits (m^3/s) en abscisses vers la gauche. Les étapes sont les suivantes :

- On trace la courbe caractéristique $h=f(V)$,
- On trace la courbe $h=f(V-\Delta V/2)$,
- On trace la courbe $h=f(V+\Delta V/2)$,
- On trace la courbe $h=f(Q_{dev})$,
- A partir du tableau $V_{moyen}=f(t)$, ci-dessus, on tire la première valeur V_1 du volume moyen qui entre dans la retenue, elle est égale à $0,15 Mm^3$. [15]

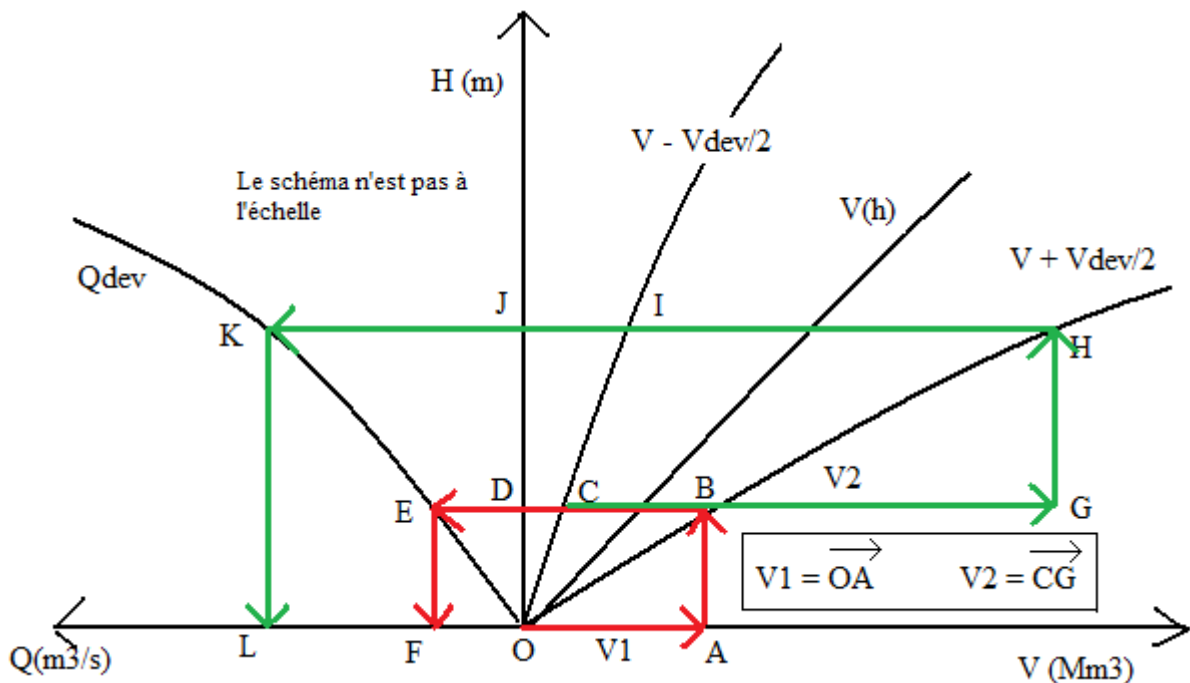


Figure II.6. Laminage par la méthode graphique. [15]

- On porte cette valeur comme un vecteur \vec{OA} sur l'axe des volumes avec zéro pour origine et une longueur de 0,15
- Verticalement, à partir de l'extrémité A du vecteur \vec{OA} , on trace un vecteur vertical \vec{AB} jusqu'à son intersection avec la courbe $h = f(V+\Delta V/2)$ au point B,
- A partir de cette intersection on revient horizontalement vers la gauche jusqu'à l'intersection avec la courbe $h = f(V-\Delta V/2)$ au point C, ensuite l'intersection avec l'axe des hauteurs au point D et enfin l'intersection avec la courbe $h = f(Q_{dev})$ au point E.
- A partir du point E on descend verticalement jusqu'à l'intersection F avec l'axe des débits. L'abscisse du point F est le débit déversé par l'évacuateur de crue au temps t_1 et l'ordonnée du point D est la hauteur atteinte par les eaux au bout du temps t_1 .

- A partir du tableau $V_{\text{moyen}}=f(t)$, on tire la seconde valeur V_2 du volume moyen qui entre dans la retenue à l'instant t_2 , elle est égale à $0,77 \text{ Mm}^3$. On porte cette valeur comme un vecteur \overrightarrow{CG} parallèle à l'axe des volumes avec pour origine le point C et une longueur de 0,77.
- Verticalement, à partir du point G, on trace une verticale jusqu'à son intersection H avec la courbe $h=f(V+\Delta V/2)$,
- A partir du point H on revient horizontalement vers la gauche jusqu'à l'intersection avec la courbe $h=f(V-\Delta V/2)$ au point I, ensuite l'intersection avec l'axe des hauteurs au point J et enfin l'intersection avec la courbe $h=f(Q_{\text{dev}})$ au point K.
- A partir du point K on descend verticalement jusqu'à l'intersection L avec l'axe des débits. L'abscisse de K est le débit déversé par l'évacuateur de crue au temps t_2 et l'ordonnée du point J est la hauteur atteinte par les eaux au bout du temps t_2 .

On continue ainsi jusqu'à ce que les valeurs de Q_{dev} commencent à diminuer. On obtient aussi comme résultat le débit déversé maximum ainsi que la hauteur maximale atteinte par les eaux, c'est-à-dire le NPHE pour $b = 30 \text{ m}$. [15]

On continue le même processus pour chaque largeur de déversoir : $b_1 = 20 \text{ m}$, $b_2 = 30 \text{ m}$, $b_3 = 40 \text{ m}$, $b_4 = 50 \text{ m}$, $b_5 = 60 \text{ m}$, $b_6 = 70 \text{ m}$, $b_7 = 80 \text{ m}$, b_8 . Les résultats sont les suivants :

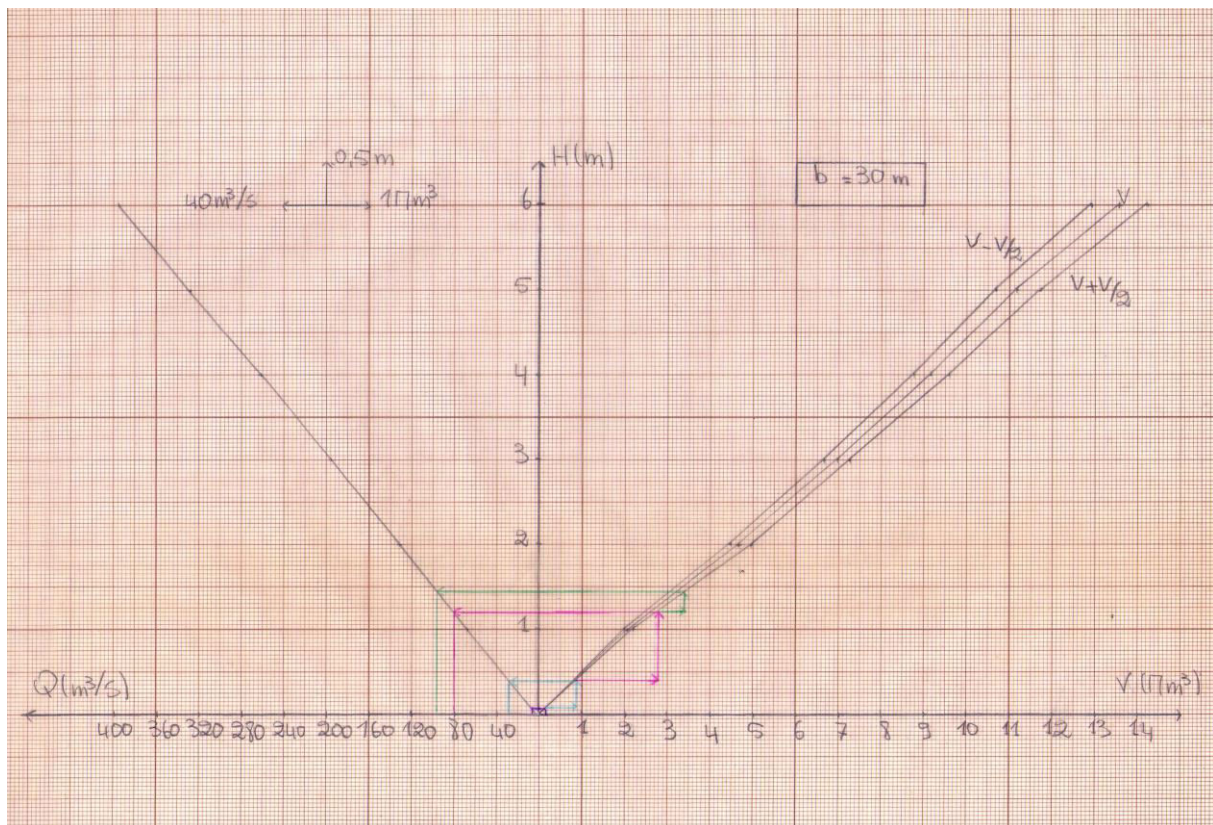


Figure II. 7. Exemple de laminage pour $b = 30\text{m}$.

Largeur du déversoir (m)	20	30	40	50	60	70
Hauteur d'eau max (m)	1,5	1,45	1,4	1,35	1,3	1,25
Q déversé max (m ³ /s)	63	96	125	144	175	189

Tableau II. 6. Hauteurs max et Débits max pour différentes largeurs d'évacuateur de crue.

3.5. Calcul de la largeur optimale du déversoir :

Maintenant on va trouver la largeur optimale c'est-à-dire celle qui permet le coût du barrage le plus bas. Pour ce faire, on calcule les coûts de l'évacuateur ainsi que les coûts de la digue pour différentes hauteurs de laminage. [15]

- **Calcul des coûts du déversoir pour différentes largeurs :**

Pour simplifier, nous supposons que la section du déversoir a la forme d'un quart de cercle de rayon égal à la hauteur maximale correspondant à la largeur concernée. Un croquis du déversoir est représenté ci-dessous. De plus on considère que le coût total de l'évacuateur de crue est 20 fois le cout du déversoir et ceci pour inclure : le coût des fondations, du coursier et du dissipateur d'énergie de l'évacuateur. [15] Le prix du m³ de béton est pris égal à 50.000,00 DA/ m³ :

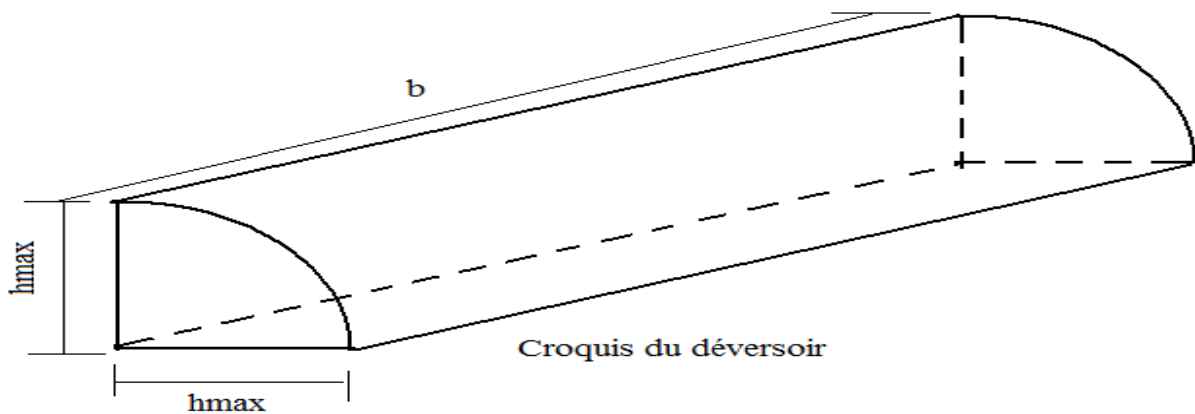


Figure II.8 : Croquis du déversoir.

Largeur du déversoir (m)	20	30	40
Hauteur d'eau max (m)	1,5	1,45	1,4
Volume du déversoir(m ³)	706,5	990,3	1230,9
Cout du déversoir(DA)	35 325 000,00	49 513 875,00	61 544 000,00
Largeur du déversoir (m)	50	60	70
Hauteur d'eau max (m)	1,35	1,3	1,25
Volume du déversoir(m ³)	1430,7	1592,0	1717,2
Cout du déversoir(DA)	71 533 125,00	662 342 750,00	85 859 375,00

Tableau II.7. Cout du déversoir pour différentes largeurs.

- **Calcul des coûts de la digue pour différentes largeurs du déversoir :**

On considère que notre gorge présente la forme suivante :

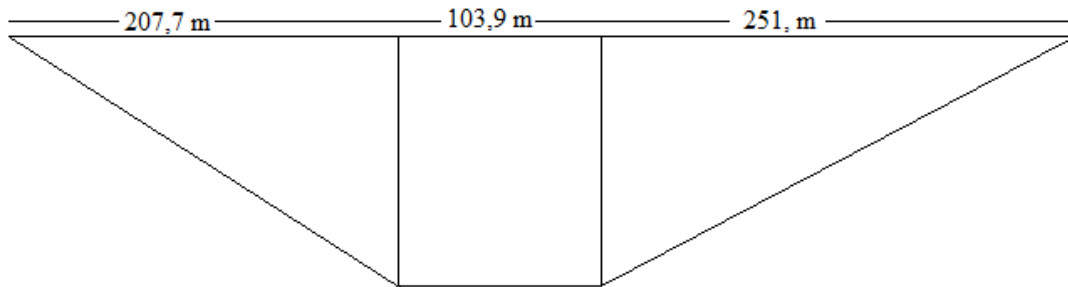


Figure II.9. Schéma de la digue.

La digue, en terre homogène, a la coupe suivante :

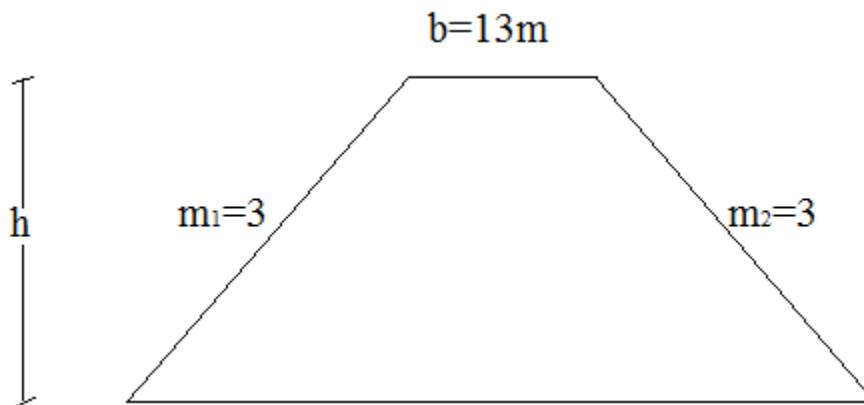


Figure II.10. Coupe de la digue.

Pour calculer le volume de terre nécessaire pour la réalisation de la digue, on commence tout d'abord par diviser la gorge en sections selon le changement de la topographie, nous aurons donc 4 sections numérotées de 0 à 3, comme ceci :

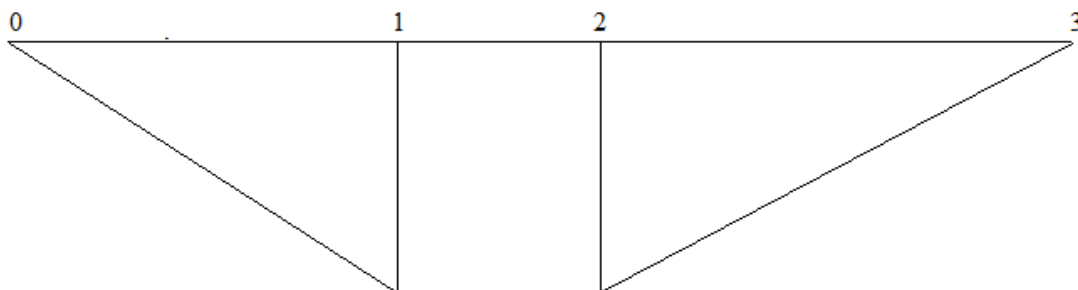


Figure II.11. Répartition des sections de la digue.

$$\text{On a : } S_i = b \times H_i + \frac{1}{2} m_1 \times H_i^2 + \frac{1}{2} m_2 \times H_i^2$$

pour notre cas $S_i = 12 \times H_i + \frac{1}{2} \times 2.5 \times H_i^2 + \frac{1}{2} \times 2.5 \times H_i^2 = 12 \times H_i + 2.5 \times H_i^2$

- $S_i \text{ moy} =$ la moyenne des S_i entre 2 sections successives, $S_i \text{ moy} = \frac{1}{2} (S_i + S_{i+1})$
- $L_i =$ la distance entre 2 sections successives
- $V_i =$ le volume de terre entre 2 sections successives, $V_i = L_i \times S_i \text{ moy}$

Nous formons, ensuite, pour chaque largeur de déversoir, un tableau comme ci-dessous, où :

- $H_i =$ hauteur verticale de la section considérée = NNR + Hauteur Max du déversoir (HMD) + Revanche = $59 + (\text{HMD}) + 1,32$
- $S_i =$ surface verticale de la digue dans la section considérée perpendiculaire à l'axe du barrage,
- Le NNR = 59 m (résultat de l'étude de régularisation),
- La revanche est prise égale à 1,32 m [15]
-

On prend pour exemple le tableau suivant :

b2 = 30 m					
S_i	H_i (m)	S_i (m ²)	$S_i \text{ moy}$ (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
0	0	0			
			6124,8	207,7	1272121,863
1	61,77	12249,6	0,0		0
			12249,6	103,7	1270284,422
2	61,77	12249,6	0,0		0
			6124,8	251,4	1539775,814
3	0	0	0		0
Vol Digue					4 082 182,10

Tableau II.8. Calcul du volume de la digue

On répète cette procédure pour chaque largeur du déversoir et en finale nous obtenons les résultats suivants en prenant 7500 DA comme prix du m³ de terre mis en place, pour obtenir le tableau suivant.

Largeur déversoir(m)	Volume de digue (m ³)	Coût de digue (DA)
20	11918420,18	8 938 815 137,40
30	4 082 182,10	3 061 636 574,46
40	4 075 792,53	3 056 844 397,80
50	4 069 407,96	3 052 055 970,21
60	4 063 028,39	3 047 271 291,68
70	4 056 653,82	3 042 490 362,21

Tableau II.9. Cout de la digue pour différentes largeurs de déversoir.

Ensuite on additionne les couts du déversoir et de la digue pour chaque largeur de déversoir :

Largeur du déversoir (m)	Cout du déversoir (DA)	Coût de digue (DA)	Somme (DA)
20	35 325 000,00	8 938 815 137,40	8 974 140 137,40
30	49 513 875,00	3 061 636 574,46	3 111 150 449,46
40	61 544 000,00	3 056 844 397,80	3 118 388 397,80
50	71 533 125,00	3 052 055 970,21	3 123 589 095,21
60	662 342 750,00	3 047 271 291,68	3 709 614 041,68
70	85 859 375,00	3 042 490 362,21	3 128 349 737,21

Tableau II.10. Cout total.

Largeur du déversoir (m)	Cout (DA)
20	8 974 140 137,40
30	3 111 150 449,46
40	3 118 388 397,80
50	3 123 589 095,21
60	3 709 614 041,68
70	3 128 349 737,21

Tableau II.11. Tableau du graphe du cout optimum.

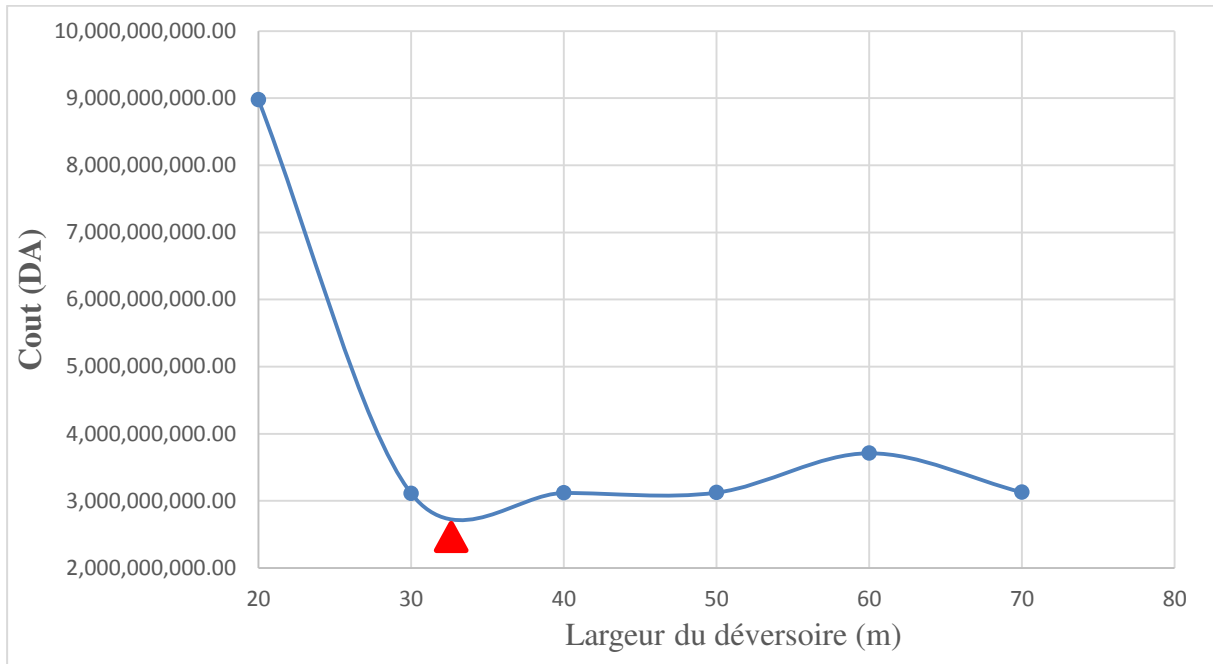


Figure II.12. Largeur de déversoir optimum.

4. Conclusion :

La largeur optimale est celle pour laquelle le coût total est minimal c'est-à-dire 30 m, ce qui correspond à un débit déversé égale à $69 \text{ m}^3/\text{s}$ et une hauteur d'eau déversée de 1,45 m.

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE

1. Introduction :

Le dimensionnement de la digue tient compte de plusieurs paramètres dont le choix et type de la digue, nous avons détaillé ci-dessous les calculs nécessaires à la stabilité de l'ouvrage et aux respects des contraintes de son implantation.

2. Choix de l'axe de la digue :

Le choix de l'axe de la digue dépend de plusieurs facteurs :

- Créer une retenue spacieuse,
- Choisir une gorge étroite qui soit un rétrécissement de la vallée facilitant l'établissement économique de la digue,
- Avoir un terrain d'assise et des rives favorables,
- S'assurer de l'étanchéité de la retenue et des fondations.

Un axe de direction Est-Ouest a été choisi pour les raisons suivantes :

- La longueur de l'axe est la plus petite, engendrant ainsi un volume minimum de remblai.
- Les conditions d'un tunnel sont favorables sur la rive gauche de l'axe E-O.
- L'axe est éloigné des failles affectant les versants ainsi que des zones de glissement de terrain. Un ajustement mineur tel que la légère rotation de l'axe vers l'aval est avantageuse, puisqu'il permet de diminuer la longueur de l'axe ainsi le volume de la digue. [2]



Figure III.1. L'axe de la digue. [10]

3. Choix du type de digue :

Le choix du type du barrage s'est porté sur un barrage en terre avec un noyau argileux

Il existe différentes structures de barrage en terre ; le barrage homogène et le barrage zoné. Compte tenu des résultats de la campagne de reconnaissance, l'on a conclu que la variante optimum adoptée porte sur un barrage en alluvions avec un noyau imperméable central. [2]

4. Dimensionnement de la digue :

Le profil général du barrage peut être représenté par la coupe type schématisée ci-dessous :

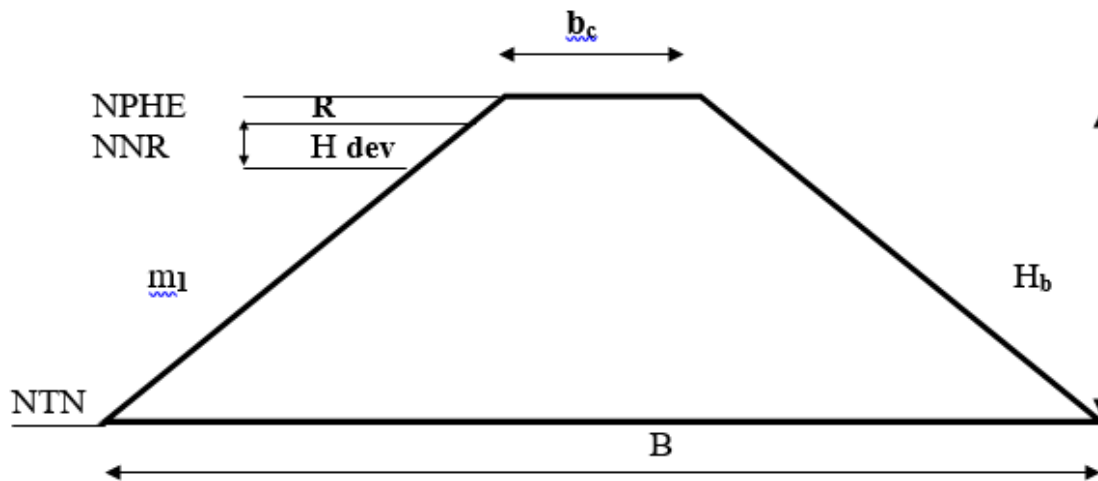


Figure III.2. Profile d'une digue.

NPHE : niveau des plus hautes eaux

H_b : Hauteur du barrage

R : la revanche ou la hauteur de sécurité

b_c : la largeur en crête

B : la largeur à la base

m_1, m_2 : pentes des talus à l'amont et à l'aval respectivement.

4.1. Le niveau des plus hautes eaux (NPHE) :

On appelle niveau des plus hautes eaux, le niveau normal de retenue majoré de la charge sur le déversoir (H_{dev}), déterminée par l'étude du laminage.

$$NPHE = NNR + H_{dev} [8]$$

Avec : NNR : Niveau Normal de la Retenue, NNR = 59 m

H_{dev} : Hauteur déversée d'eau, $H_{dev} = 1,45$ m

$$NPHE = 59 + 1,45 \Rightarrow NPHE = 60,45 \text{ m}$$

4.2. La hauteur du barrage (H_b) :

La hauteur du barrage est déterminée à partir du niveau du terrain naturel jusqu'au sommet, comprenant le niveau normal de retenue additionné de la charge maximale au dessus du seuil du déversoir et de la revanche, ainsi que du tassement du barrage après sa réalisation formulée comme suit :

$$H_b = NNR + H_{dev} + R + T$$

Avec :

NNR : Niveau Normal de la Retenue,

H_{dev} : Hauteur d'eau déversée,

T : Tassement du Barrage, T = 0,5m

R : Revanche ou hauteur de sécurité. [8]

4.3. Calcul de La revanche :

La revanche est une tranche comprise entre la côte des plus hautes eaux et la côte de couronnement du barrage. En effet, c'est une hauteur de sécurité qui protège l'ouvrage contre les élévations de niveau d'eau dues aux vagues qui pourraient causer des submersions.

Pour calculer la hauteur de la revanche on va appliquer la formule simplifiée :

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

F : le Fetch exprimé en Km, c'est la longueur continue du plan d'eau comprise entre le barrage et la rive opposée la plus éloignée selon la direction du vent. [8]

Pour le barrage de Sidi Khelifa nous avons : F= 1,15 Km

$$D'où : R = 1 + 0,3\sqrt{1,15} \Rightarrow R = 1,32 \text{ m.}$$

$$Donc H_b = 59 + 1,45 + 1,32 + 0,5 \Rightarrow H_b = 62,27 \text{ m}$$

4.4. Longueur en crête du barrage :

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui est égale à

$$L = 563 \text{ m}$$

4.5. Largeur en crête du barrage :

Cette largeur doit assurer une sécurité contre les risques de submersion et permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien ; cette largeur en crête du barrage interne doit être supérieure à 3 m.[8]

Elle est déterminée par les formules suivantes :

Désignation	Formule	Résultats
KNAPPEN	$1,65\sqrt{Hb}$	13,02
PREECE	$1,1\sqrt{Hb} + 1$	9,7
Simplifiée	$3,63\sqrt[3]{Hb} - 3$	11,39
Rechercher	$\left(\frac{1}{5}\right)Hb + 3$	15,45

Avec H_b : Hauteur du barrage.

Tableau III.1 : Calcul de la largeur de la crête. [8]

On prend la moyenne des largeurs obtenues, ça nous donne approximatives $b=13 \text{ m}$.

4.6. Largeur à la base du barrage :

La formule est présentée comme suit :

$$B = (m_1 + m_2) \times H_b + b$$

Avec:

m_1 : Pente du talus amont,

m_2 : Pente du talus aval,

H_b : Hauteur du barrage, $H_b = 62,27\text{m}$,

b : largeur en crête, $b = 13\text{m}$,

Pour de déterminer la largeur de base, il faut faire le choix des pentes de talus du barrage, qui sont fixées par des conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Le choix se fait à partir du tableau suivant:

Hauteur de barrage (m)	Type de barrage	Pentes des talus	
		Amont (m_1)	Aval (m_2)
3 à 5m	*Homogène	2,5	2
	*Zoné	2	2
5 à 10m	*Homogène, granularité étendue	2	2
	*Homogène à fort pourcentage d'argile	2,5	2,5
	*Zoné	2	2,5
10 à 20m	*Homogène, granularité étendue	2,5	2,5
	*Homogène à fort pourcentage d'argile	3	2,5
	*Zoné	2	3
>20m	*Homogène à granularité étendue	3	2,5
	*Homogène à fort pourcentage d'argile	3,5	2,5
	*Zoné	3	3

Tableau III.2. Détermination des pentes des talus (élaboré par CEMAGREF). [8]

5. Conclusion :

Vu le tableau ci-dessus, notre barrage est zoné avec un noyau imperméable au centre, il est d'une hauteur de 67 m, donc : $m_1=3$ et $m_2=3$

Ainsi la largeur du barrage sera calculée comme suit :

$$B = (3 + 3) \times 62,27 + 13 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{B = 387 \text{ m}}$$

CONCLUSION GENERALE

Les résultats de l'analyse et calculs exécutés dans le cadre de l'étude de faisabilité du Barrage de Sidi Khelifa ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Le profil géologique présente des caractéristiques adéquates à l'implantation d'un barrage, les matériaux nécessaires à la construction de cet ouvrage sont disponibles à proximité du site.
- Les caractéristiques du bassin versant engendrent un écoulement assez fort (vitesse de ruissellement = 2,4 m/s) dû à une pente prononcée.
- Après le traitement des données pluviométriques des différentes stations présentes sur le bassin versant de Sidi Khelifa, on a déterminé la pluie moyenne annuelle et les pluies fréquentielles sur le bassin versant. On a choisi la station pluviométrique la plus représentative du bassin versant (station de Yakourene 020902) pour calculer les pluies journalières maximales et les pluies de courtes durées pour différentes périodes de retour.
- En se basant sur les formules empiriques, et les données de la station hydrométrique de l'Oued Sidi Khelifa (020916), on a déterminé les paramètres suivants :
 - L'apport moyen annuel : 54,77 Hm³.
 - L'hydrogramme de crue, avec une crue de projet millénaire de Q= 766 m³/s.
 - Le volume mort de la retenue pour une durée de vie de 50 ans (V_m=13,57 hm³).
- L'étude de régularisation du futur barrage de Sidi Khelifa, destiné à l'alimentation en eau potable et à l'irrigation, a permis d'établir un volume utile égale à 23,26 Mm³ et un volume régularisé de 54,71 Mm³.
- La largeur optimale de l'évacuateur de crues, évaluée dans l'étude de laminage des crues, est de 30m ce qui correspond à un débit déversé de 69 m³/s et une hauteur d'eau déversée de 1,45 m.
- Sur le volet technico-économique, le prix du déversoir est estimé à 49 513 875,00 DA et celui de la digue est à 3 061 636 574,46 DA.
- Le futur barrage est de type en terre avec un noyau argileux, dimensionné comme suit :
 - Hauteur : 62,27 m.
 - Longueur en crête : 563 m.
 - Largeur en crête : 13 m.
 - Largeur à la base de la digue : 387 m.

CONCLUSION GENERALE

- Notre barrage aura un rapport $\frac{\text{volume régularisé}}{\text{volume de la digue}} = 13,40$ ce qui est acceptable, à notre avis.

Recommandations :

Le taux de sédimentation évolue de plus en plus, du fait de la forte érosion du bassin versant. Afin de prolonger la durée de vie du barrage il serait recommandé de mettre en place une approche qui viserait à un aménagement harmonieux et durable à l'instar : du reboisement des terres en friches, l'aménagement des berges, la disposition d'obstacles tout au long du cours d'eau.

Cette étude est un début et doit être complétée par d'autres études et investigations telles que : études des sols, des filtres, de la stabilité des talus, des ouvrages annexes etc.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Agence Nationale des Barrages et Transferts, Aout 2005, Etude d'Avant-Projet Détaillé du barrage de Sidi Khelifa (Wilaya de Tizi Ouzou), Mission 2 : géologie du barrage de Sidi Khelifa et de sa cuvette.
- [2] Agence Nationale des Barrages et Transferts, Octobre 2005, Etude d'Avant-Projet Détaillé du barrage de Sidi Khelifa (Wilaya de Tizi Ouzou), Mission 3 : Etude géologique, géotechnique et de sismicités.
- [3] Agence Nationale des Barrages et Transferts, Février 2006, Etude d'Avant-Projet Détaillé du barrage de Sidi Khelifa (Wilaya de Tizi Ouzou), Mission 2 : Étude de Régularisation.
- [5] Agence Nationale des Barrages et Transfert, hydrologie-faisabilité.
- [6] Agence Nationale des Ressources Hydriques.
- [7] Cartes topographique de l'Institut Nationale de la Cartographie et Télédétection.
- [8] Etude de faisabilité du futur barrage de Zaouia Wilaya de Tizi Ouzou, AFROUN. K, 2008, Université Houari Boumediene, Alger
- [9] Etude du barrage de Tabellout Wilaya de Jijel, MIMOUNI.N et ZAID.R, 2008, Université Houari Boumediene, Alger
- [10] Google Earth Pro.
- [11] Règles parasismiques algériennes RPA99, Version 2003.
- [12] SARI AHMED.A, 2002, Maitre de conférence associé, faculté de génie civil, USTHB Alger, Initiation à l'hydrologie de surface (Cours), Edition distribution HOUMA.
- [13] SARI AHMED.A, 2010, notes du TD d'hydrologie, Les Précipitations : La corrélation et la régression linéaire, faculté de génie civil, USTHB. Alger.
- [14] SARI AHMED.A, 2010, Cours ouvrages hydrauliques, Régularisation d'un oued par un barrage (Cas du Barrage de Soubella, wilaya de M'sila), faculté de génie civil, USTHB. Alger.
- [15] SARI AHMED.A, 2010, Cours de barrages, Calcul du volume forcé d'un barrage – Laminage de crues (Cas du barrage de Tagharist, sur l'oued Tagharist, wilaya de Khenchela), faculté de génie civil, USTHB. Alger.