

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme

De Master en Génie Civil

Option : Constructions hydrauliques et aménagements (CHA)

Thème

**Analyse fonctionnelle d'une retenue
collinaire par une approche
fiabiliste de sa régularisation.
Cas de la retenue « **Abid Chamlal** »**

Présenté par :

Melle INGUEL Lamia

Melle ZIANE Asma

Encadré par :

Prof. HAMMOUM Hocine

Promotion : 2018/2019

Remerciements

Nous tenons à présenter nos respectueux remerciements à M.HAMMOUM Hocine Maître de Conférence et Professeur au Département de Génie Civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou qui a bien voulu diriger ce travail., pour ces orientations et conseils et pour avoir répondu présent tout le temps. Qu'il trouve ici toute notre gratitude et notre respect.

Nous remercions Mme BOUZELHA Karima, Professeur au département de génie civil, pour sa patience, et sa disponibilité durant notre préparation de ce travail.

Nous exprimons nos remerciements à M. DJEMAI, Professeur au Département de Génie Civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou pour ses orientations et conseils précieux

Un spécial remerciement aux membres de jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de juger ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants de la promo CHA pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve.

Nos profonds remerciements vont également à toutes les personnes qui nous ont aidés et soutenus de près ou de loin.

Introduction générale.....1

Chapitre 1 : Etude topographique

Introduction.....3

1.1. Présentation de la retenue collinaire « Abid Chamlal ».....3

1.2. Calage de la carte de Tizi-Ouzou NJ-31-V-31 l'échelle 1/25000.....4

1.3. Génération d'un model numérique de terrain (MNT).....9

 a- Génération d'un levé topographique à partir d'une carte d'état-major calée.....9

 b- Réalisation du MNT.....9

 c- Création de l'MNT avec des courbes de niveaux équidistantes de 10cm.....11

 d- exporter le fichier Surfer.....14

 e- importer le fichier dans Mapinfo.....15

1.4. Construction de la courbe Hauteur _ Capacité.....18

Conclusion.....19

Chapitre 2 : Etude Hydrologique

Introduction.....20

2.1 Description du bassin versant.....20

2.2 Délimitation du bassin versant.....20

2.3 Représentation du chevelu hydrographique du BV.....23

2.4 Etude des caractéristiques du bassin versant.....24

 2.4.1. Caractéristiques géomorphologiques.....24

 a. Superficie du BV « S_{BV} ».....24

 b. Périmètre du BV « P_{BV} ».....24

 c. Altitudes du bassin versant.....25

 d. Longueur du thalweg principal « L ».....25

 e. ordre des cours d'eau.....25

 f. Largeur moyenne du bassin versant « L_{moy} ».....26

 g. La densité de drainage D_d27

 2.4.2. Caractéristiques morpho métriques.....27

 a. Indice de compacité de GRAVELIUS « K_g ».....27

 b. Indice de forme D'HORTON « C_a ».....28

 c. Le Rectangle équivalent.....28

Tables des matières

2.4.3 Caractéristique orographiques.....	29
a- Courbe hypsométrique.....	30
b- Altitude.....	31
• Altitude à 5% et 95%.....	31
• Altitude médiane.....	32
• Altitude moyenne « H_{moy} ».....	32
c- Indices de pente.....	33
• Indice de pente globale « I_g ».....	33
• Indice de pente moyenne « I_{moy} ».....	33
2.5 Temps de concentration « T_c ».....	34
2.5.1. Calcul de temps de concentration.....	34
• Formule de GIANDOTTI.....	34
• Formule de KIRPICH.....	34
• Formule de PASSINI.....	34
Conclusion.....	35

Chapitre 3 : Etude du climat et les apports

Introduction.....	36
3.1. Climat en Algérie.....	36
3.2. Etude des températures.....	36
3. 3. Etude des précipitations.....	37
3.3.1 Précipitation moyenne mensuelle.....	38
3.3.2 Diagramme ombro-thermique.....	38
3.3.3 Calcul des précipitations moyennes annuelles.....	39
3.3.4 Calcul des précipitations maximales journalières « P_{jmax} ».....	40
3.3.5 Précipitations maximales journalières fréquentielles « $P_{jmax\%}$ ».....	42
3.3.6 Calcul des intensités pluviométriques fréquentielles « $I_{f\%}$ ».....	43
3.4 Paramètres secondaire.....	43
3.4.1. L'évaporation.....	43
3.5. Etude des apportsliquides.....	45
3.5.1 Estimation de l'apport moyen annuel.....	45
a - Relations de COUTAGNE.....	45
b. Relation de DERI(1977).....	47

Tables des matières

c. Formule de SAMIE.....	48
d. Formule de PADOUN(1993).....	49
3.5.2 Répartition des apports liquides moyens annuels.....	51
3.6 Etude fréquentielle des apports liquides.....	52
3.6.1 Coefficient de variation.....	52
3.6.2 Détermination des apports fréquents.....	52
3.7 L'apport solide.....	53
3.7.1 Modes du Transport solide.....	53
3.7.2 Application des formules empiriques.....	54
➤ Formule de Tixeront.....	54
➤ Formule de Gavrilovic.....	55
3.7.3 Le volume mort.....	56
Conclusion.....	57

Chapitre 4 : Etude de la régularisation

Introduction.....	58
4.1 Définition et objectif de la régularisation.....	58
4.2 Données de base d'une régularisation.....	58
4.3 Etapes et application de la régularisation de la retenue « Abid Chamlal ».....	58
4.4 Evolution de l'envasement dans le temps.....	67
4.5 Evolution de la surface d'irrigation dans le temps.....	68
Conclusion.....	70

Chapitre 5 : Etude fiabiliste

Introduction.....	71
5.1 Critère de défaillance et fonction d'état limite.....	71
5.2. Identification des variables aléatoires.....	71
5.3 Mise en place d'un algorithme de calcul.....	74
5.4 Evaluation de la probabilité de défaillance.....	75
5.5 Résultats et discussion.....	78
5.5.1 La courbe de convergence.....	78
5.5.2. Paramètres de l'analyse.....	78
5.5.3. Calcul de la probabilité de défaillance.....	80
Conclusion.....	82

Tables des matières

Conclusion générale.....	83
Références bibliographiques	
Annexe A : points du levé topographique pour la génération du MNT	
Annexe B : Traitement statistiques des données	

Tables des matières

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Coordonnées des points de calage.....	08
Tableau 1.2 : volume de la retenue.....	18
Tableau 1.3 : Caractéristiques du site d’implantation.....	19
Tableau 2.1 : les résultats de la classification d’DORTON.....	26
Tableau 2.2 : forme du bassin versant selon Gravelius.....	27
Tableau 2.3 : forme du bassin versant selon HORTON.....	28
Tableau 2.4 : résultats de calcul de l’écartement entre deux courbe de niveau.....	29
Tableau 2.5 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	30
Tableau 2.6 : Les données pour le calcul de l’altitude moyenne.....	32
Tableau 2.7 : Variation de l’indice de pente global d’après l’O.R.S.T.O.M.....	33
Tableau 2.8 : Temps de concentration estimée par des différentes formules.....	34
Tableau 2.9 : Récapitulatif des caractéristiques de bassin versant Abid Chamlal.....	35
Tableau 3.1 : Variation mensuelles des températures de la station Tizi Ouzou.....	36
Tableau 3.2 : Les résultats des précipitations moyennes mensuelles à la station Tizi Ouzou de l’année(2018).....	38
Tableau 3.3 : Les précipitations moyennes annuelles de la station de Tizi Ouzou (1995-2011).....	39
Tableau 3.4 : précipitations moyennes annuelles et maximales journalières	41
Tableau 3.5 : Répartition moyenne interannuelle des précipitations.....	41
Tableau 3.6 : Valeurs de la variable de Gauss (U).....	42
Tableau 3.7 : Valeurs de Pjmax%.....	42
Tableau 3.8 : Intensités pluviométriques fréquentielles.....	43
Tableau 3.9 : Répartition de l’évaporation mensuelle.....	44
Tableau 3.10 : coefficient K_h dans la relation de PADOUN.....	50
Tableau 3.11 : récapitulatif des résultats de calcul des apports annuels.....	51
Tableau 3.12 : Distribution des apports liquides moyens annuels.....	51
Tableau 3.13 : coefficient de réduction (k)	53
Tableau 3.14 : résultat des apports fréquentiel.....	53
Tableau 3.15 : Distribution des apports liquides fréquentielles de fréquence 80 %.....	53
Tableau 3.16 : Valeur de α en fonction de la perméabilité	54
Tableau 3.17 : Coefficient énergétique Z.....	55

Liste des tableaux

Tableau 3.18 : Récapitulatif des apports solides.....	56
Tableau 3.19 : Densité volumétrique des différents types de sédiments.....	57
Tableau 4.1 : Répartition des différentes cultures pour 1ha.....	60
Tableau 4.2 : Besoin en eau d'irrigation selon CROPWAT et les volumes requis à la retenue (m ³).....	61
Tableau 4.3 : Tableau de régularisation non équilibré.....	64
Tableau 4.4 : Tableau de régularisation équilibré.....	66
Tableau 5.1 : Identification des variables intervenant dans le calcul de la surface d'irrigation.....	72
Tableau 5.2 : Valeur de l'échantillon précipitation.....	72
Tableau 5.3 : Caractéristiques de différentes lois.....	73
Tableau 5.4 : résultats du test d'ajustement.....	74
Tableau 5.5 : Paramètres de génération des précipitations moyennes annuelles pour un Cv=0.1.....	78
Tableau 5.6 : Paramètres de génération des précipitations moyennes annuelles pour un Cv=0.22 (échantillons réel).....	79
Tableau 5.7 : Paramètres de génération des précipitations moyennes annuelles pour un Cv=0.3.....	79
Tableau 5.8 : Extrait des résultats de la génération de la loi Gumbel pour chaque Cv parmi 20000 valeurs sur Excel.....	79
Tableau 5.9 : les résultats des probabilités de défaillances Pf.....	80

Figure 1.1 : la retenue collinaire « Abid Chamlal » montrée sur la carte d'état-major Tizi-Ouzou NJ-31-V-31-ouest à l'échelle 1/25000.....	3
Figure 1.2 : la retenue collinaire abid chamlal à partir de Google Earth.....	4
Figure 1.3 : Carte d'état-major de Tizi-Ouzou NJ.31.V.33.....	4
Figure 1.4 : image raster non calée.....	5
Figure 1.5 : Choisissez afficher.....	5
Figure 1.6 : Choisir les unités mètre.....	6
Figure 1.7 : activation d'un mode de fonctionnement spéciale de Mapinfo.....	6
Figure 1.8 : Choix du système de projection utilisé.....	7
Figure 1.9 : la position des ponts de calage.....	7
Figure 1.10 : modifier points de calage.....	8
Figure 1.11 : vérification de la qualité de calage.....	8
Figure 1.12 : les points du levée topographique.....	9
Figure 1.13 : la fenêtre de surfer.....	10
Figure 1.14 : Boite de dialogue « Open ».....	10
Figure 1.15 : Boite de Dialogue « Worksheets Found ».....	11
Figure 1.16 : la colonne correspondant des coordonnées X, Y et Z des points levés sur Excel avec celle du logiciel.....	11
Figure 1.17 : Barre d'outils « MAP ».....	12
Figure 1.18 : la fenêtre Open Grid.....	12
Figure 1.19 : Boite de Dialogue « Contour MAP Proprieties ».....	13
Figure 1.20 : Boite de Dialogue «Contour Levels » choix d'équidistance.....	13
Figure 1.21 : le MNT.....	13
Figure 1.22 : Sélectionner le fichier des points levés.....	14
Figure 1.23 : Vue 3D de notre levée topographique.....	14
Figure 1.24 : exporter le fichier Surfer.....	15
Figure 1.25 : Importer le fichier dans Mapinfo.....	15
Figure 1.26 : ouvrir le fichier importé en forma AutoCAD DXF.....	16
Figure 1.27 : Spécifier la projection.....	16
Figure 1.28 : Fixer la transformation.....	16
Figure 1.29 : Enregistrement de la table.....	17
Figure 1.30 : Ouverture de la table sur Mapinfo.....	17

Listes des figures

Figure 1.31 : Résultat sur l'interface graphique.....	17
Figure 1.32 : courbe hauteur-capacité-surface.....	19
Figure 2.1 : Schéma représentatif d'un bassin versant.....	20
Figure 2.2 : Carte d'état-major Tizi Ouzou_31_Ouest.....	21
Figure 2.3 : Couche dessin activée.....	21
Figure 2.4 : Délimitation du bassin versant « Abid chamlal ».....	22
Figure 2.5 : périmètre et surface du bassin versant.....	23
Figure 2.6 : les talwegs du bassin versant	23
Figure 2.7 : longueur de talweg.....	24
Figure 2.8 : Hmax et Hmin.....	25
Figure 2.9 : Réseau hydrographique du bassin versant avec la classification d'HORTON.....	26
Figure 2.10 : Forme du BV en fonction de l'indice de compacité (André Musy, 1992).....	27
Figure 2.11 : rectangle équivalent de bassin versant de « Abid chamlal ».....	29
Figure 2.12 : Tracé de la courbe hypsométrique du bassin versant d'Abid chamlal.....	30
Figure 2.13 : les différents courbes hypsométriques d'après straller.....	31
Figure 3.1 : température à la station de Tizi Ouzou de l'année 2018.....	37
Figure 3.2 : Variation de la température durant une année.....	37
Figure 3.3 : Nombre de jour d'apparition de la pluie.....	38
Figure 3.4 : Graphique ombre-thermique.....	39
Figure 3.5 : Répartition moyenne interannuelle des précipitations.....	42
Figure 3.6 : Bac d'évaporation (classe A) du Weather Bureau (d'après REMENIERAS – 1972).....	44
Figure 3.7 : l'évaporation pendant une année.....	44
Figure 3.8 : Altitudes en fonction de kh.....	50
Figure 4.1 Répartition des différentes cultures pour 1ha.....	60
Figure 4.2 : optimisation de la surface d'irrigation avant l'équilibre.....	65
Figure 4.3 : optimisation de la surface d'irrigation après l'équilibre	65
Figure 4.4 : le volume de niveau normale de la retenue (VNNR).....	67
Figure 4.5 : Evolution du volume de la vase.....	67
Figure 4.6. Actualisation de la courbe hauteur capacité.....	69
Figure 4.7 : la surface irrigable en fonction du temps	69

Listes des figures

Figure 5.1 : Histogramme de précipitations et fonction de densité des différentes lois.....	73
Figure 5.2 : Fonction de répartition de probabilité des lois.....	73
Figure 5.3. : Algorithme du calcul de la probabilité de défaillance en Visual Basic.....	75
Figure 5.4 : teste de convergence	78
Figure5.5 : Courbes de probabilités de défaillance Pf en fonction du temps.....	81
Figure 5.6 : la durée de vie de la retenue	81



Introduction Générale

Les retenues collinaires constituent une ressource complémentaire intéressante pour l'irrigation dans les zones rurales et montagneuses. Par conséquent, on a jugé opportun de d'élaborer un programme de retenues collinaires pour en augmenter leur utilisation et l'élargir aussi à la lutte contre les incendies et à l'abreuvement de cheptel. Les ressources hydriques superficielles sont quantitativement limitées et concentrées durant la saison pluvieuse. Le stockage des excédents des eaux de pluie durant cette saison, par ces retenues, permet de couvrir les différents besoins durant les autres mois de l'année. Toutefois, la réalisation d'une retenue collinaire est conditionnée par :

- L'abondance relative de l'écoulement superficiel ;
- L'existence d'une cuvette adéquate ;
- L'existence d'un utilisateur potentiel ;

Dans le cadre de ce mémoire, nous nous intéressons à la régularisation de la retenue collinaire « Abid Chamlal » de la wilaya de Tizi Ouzou. L'objectif visé est l'évaluation de sa capacité d'irrigation dans le temps en fonction de l'évolution du volume d'envasement.

Pour mener à terme ce travail, nous avons structuré le manuscrit en cinq (05) chapitres.

Le premier chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude et à la génération d'un modèle numérique du terrain MNT, à partir d'un semi de points réalisé sur la carte d'état-major, en utilisant les logiciels Map-Info et surfer. Les courbes hauteur- capacité et hauteur-surface seront également réalisées.

Le deuxième chapitre est dédié à la détermination des caractéristiques du site d'implantation de la retenue Abid Chamlal. En utilisant les caractéristiques géomorphologiques, tirées du bassin versant délimité sur la carte d'état-major, nous déterminons ces caractéristiques morpho-métriques, telles que l'indice de gravilius, rectangle équivalent, les caractéristiques orographiques (courbe hypsométrique, les indices de pente) et le temps de concentration relié au site de la retenue.

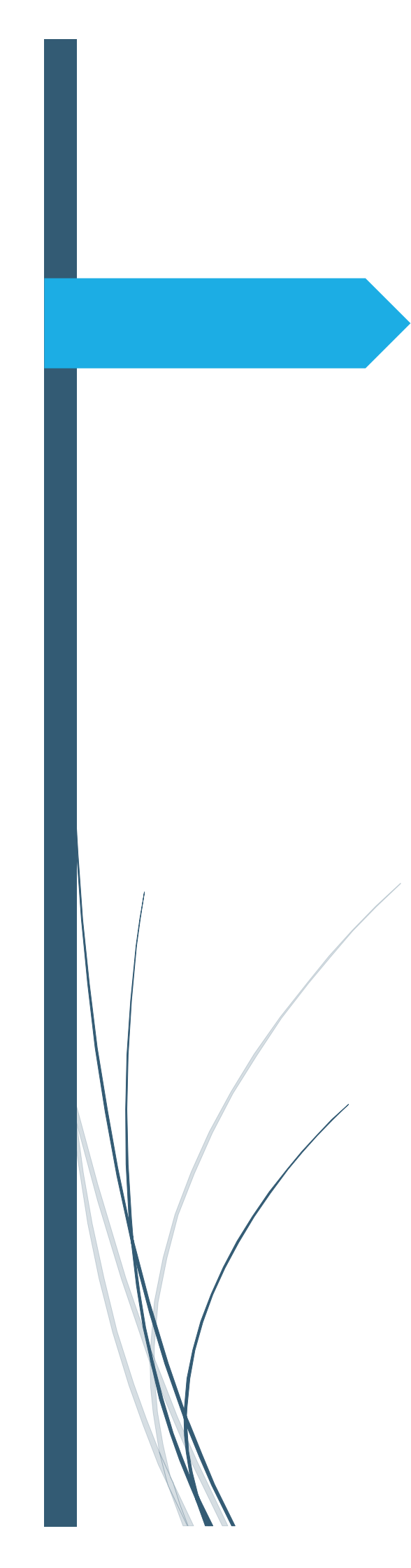
Dans le troisième chapitre, le climat de la région d'étude est exposé, avec un dépouillement d'une série pluviométrique de la station de Tizi Ouzou de 1995 jusqu'à 2018, à partir desquelles sont calculés les apports liquides entrant dans la retenue collinaire ainsi que le volume des apports solides qui engendre l'envasement de la retenue.

Le quatrième chapitre est destiné à la régularisation de la retenue Abid- Chamlal. Cette régularisation est basée sur l'équation du bilan hydrique pour la détermination de la surface

d'irrigation initial ainsi que la capacité de la retenue et la cote NNR. La surface d'irrigation est actualisée chaque année en fonction du volume de la vase accumulée dans la cuvette.

Le cinquième chapitre, traite de la fiabilité de la retenue collinaire en déterminant la probabilité de défaillance de la fonction liée à la surface irrigable. Pour se faire un échantillon réel des précipitations moyennes annuelles allant de 1914 jusqu'à 2018 est utilisé, pour l'ajustement de loi de distribution, le test de χ^2 est appliqué. La méthode de Monté Carlo classique est utilisée pour l'évaluation de la probabilité de défaillance fonctionnelle de la fonction d'état limite considéré dans notre cas qui est sa capacité à irriguer.

Enfin, une conclusion générale relatera les principaux apports de notre travail.



Chapitre 1 : Etude topographique

Introduction

L'objectif de ce chapitre est de générer un modèle numérique de terrain MNT entourant la retenue « Abid Chamlal » à partir d'un semi de point réalisé sur la carte d'état-major Tizi-Ouzou NJ-31-V-31-ouest à Echelle 1/25000 et cela, en utilisant le logiciel Map Info assisté d'un SIG (système d'information géographique). A cet effet, la retenue en question sera présentée ainsi que les étapes de calage de la carte d'état-major utilisée.

1.1 Présentation de la retenue collinaire « Abid Chamlal »

La retenue collinaire « Abid Chamlal » illustrée par la figure (1.1), qui fait l'objet de notre étude, se situe dans willaya de Tizi Ouzou. Les coordonnées Lambert de la digue sont :

$$X = 597.5 \text{ Km}$$

$$Y = 4062.5 \text{ Km}$$

$$Z = 80 \text{ m}$$

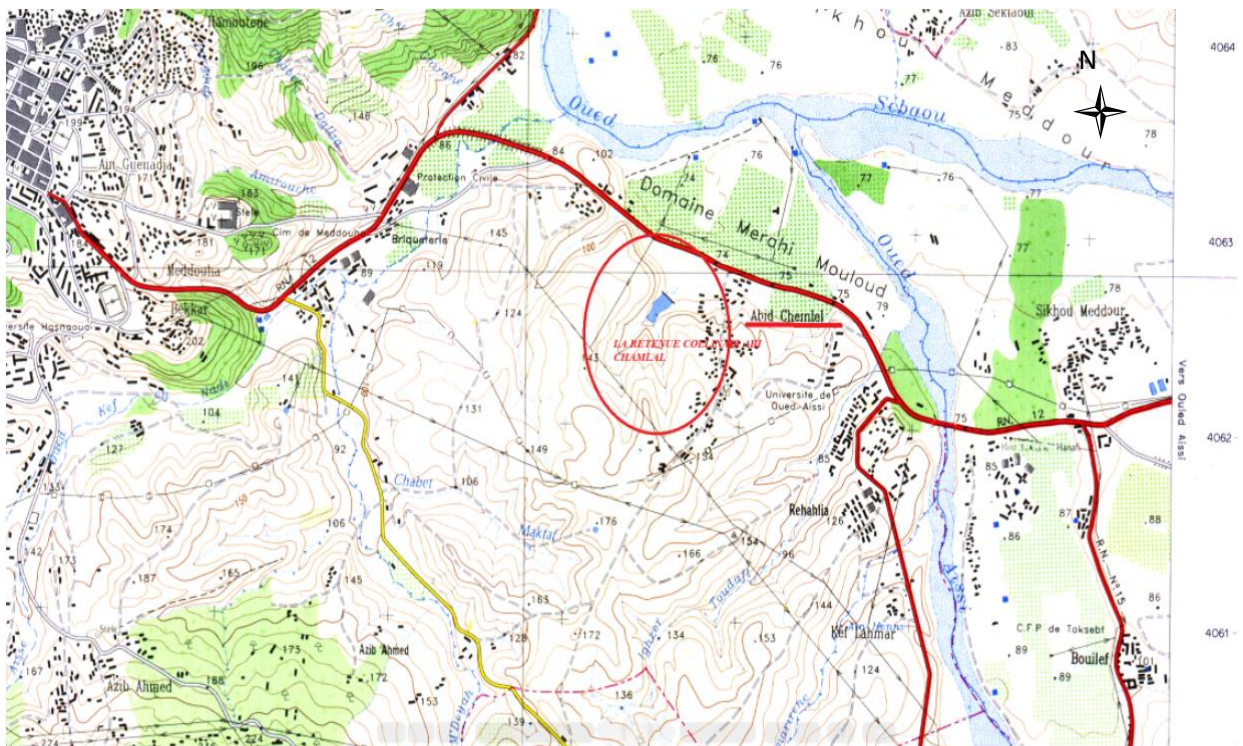


Figure 1.1 : Retenue collinaire « Abid Chamlal » montrée sur la carte d'état-major Tizi-Ouzou NJ-31-V-31-ouest à l'échelle 1/25000

La retenue se trouve à la sortie de la rocade sud de la ville de Tizi-Ouzou, en prenant vers la droite à 1.5 km en allant vers le village d'Abid Chamlal. A 500 m au contre bas de la voie ferrée qui mène vers l'oued AISSI figure (1.2).



Figure 1.2 : la retenue collinaire abid chamlal à partir de Google Earth.

1.2 Calage de la carte de Tizi-Ouzou NJ-31-V-31 l'échelle 1/25000

La carte d'état-major de Tizi-Ouzou NJ.31.V.33.Est à l'échelle 1/25000, en format image figure (1.3) est scannée et sauvegardée en format JPEG.

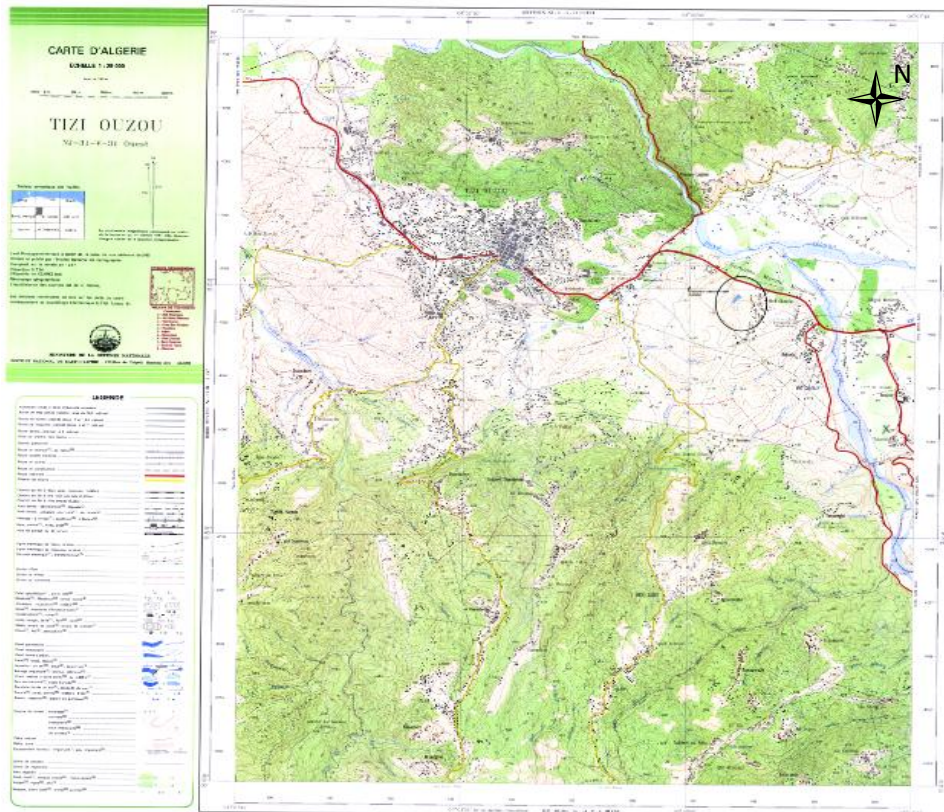


Figure 1.3 : Carte d'état-major de Tizi-Ouzou NJ.31.V.33.

Cette carte est importé dans le logiciel-Map Info pour effectuer son calage suivant les étapes présenté ci-dessous.

a- Ouvrir l'image en précisant l'ouverture d'un fichier raster, figure (1.4)

Fichier >Ouvrir >Table >image raster

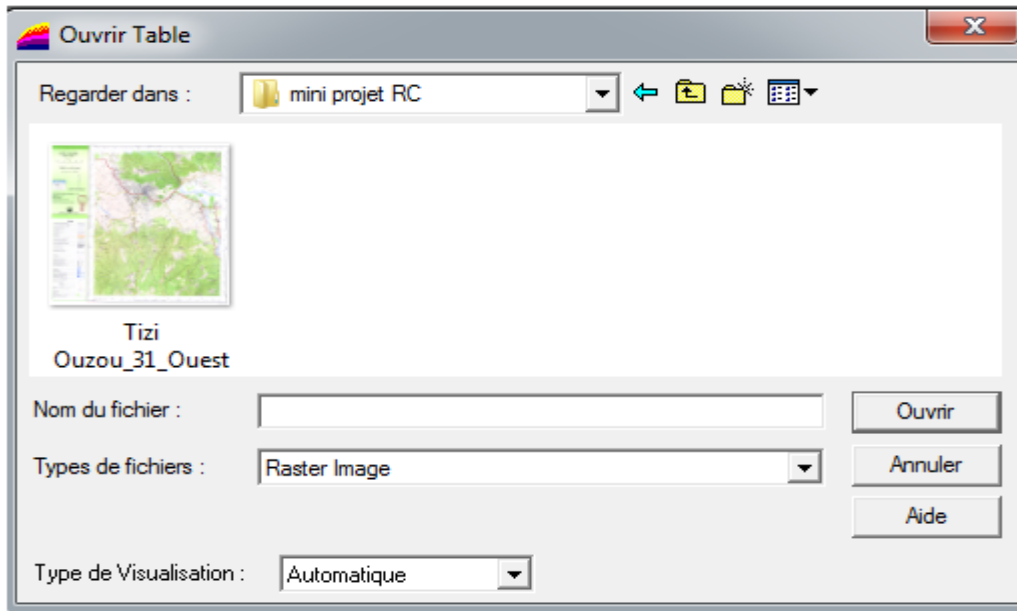


Figure 1.4 : image raster non calée.

Mapinfo demande si on veut afficher l'image non calée. Choisissez afficher figure (1.5).



Figure 1.5 : Choisissez afficher.

b- Choisir les unités en « mètre » figure (1.6).

Carte >Option,

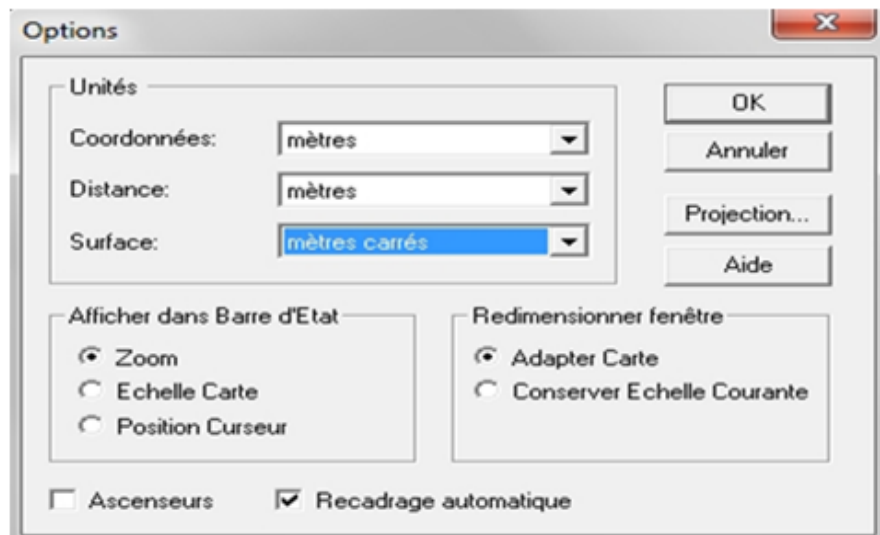


Figure 1.6 : Choisir les unités mètre.

c- Activation d'un mode de fonctionnement spéciale.

Choisir : Table> Image raster> Modifier calage, afin d'activer un mode de fonctionnement spéciale de Mapinfo figure (1.7), permettra de choisir des points de calages en cliquant sur une fenêtre carte.

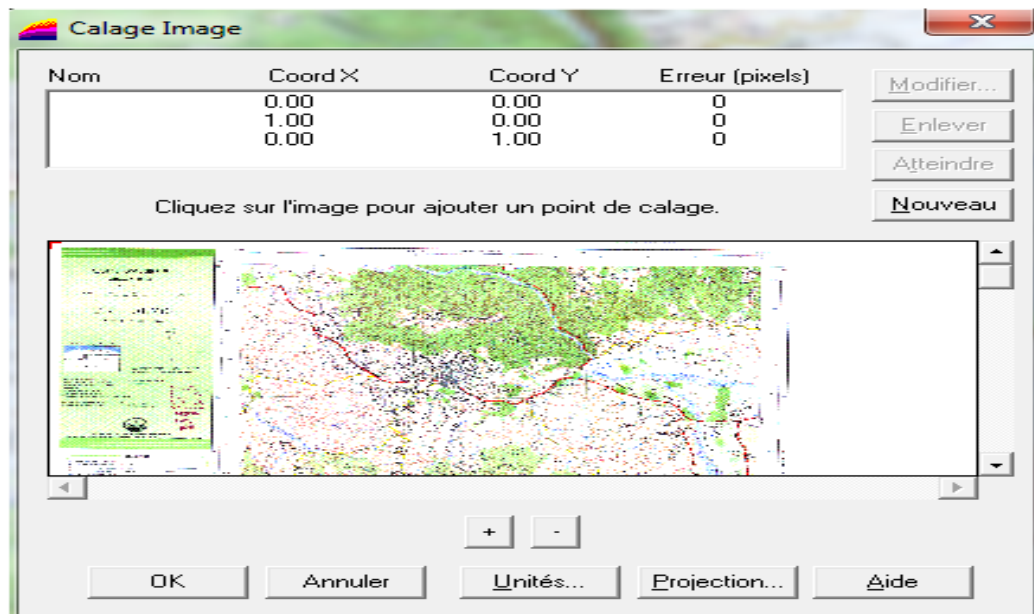


Figure 1.7 : activation d'un mode de fonctionnement spéciale de Mapinfo

d- Choix du système de projection utilisé

Clique sur bouton >projection, et utiliser le système de projection suivant figure (1.8) :

- Catégorie : Universel transverse Mercator (WGS84).
- Projection: UTM Zone31, Northern hemisphere (WGS-84).

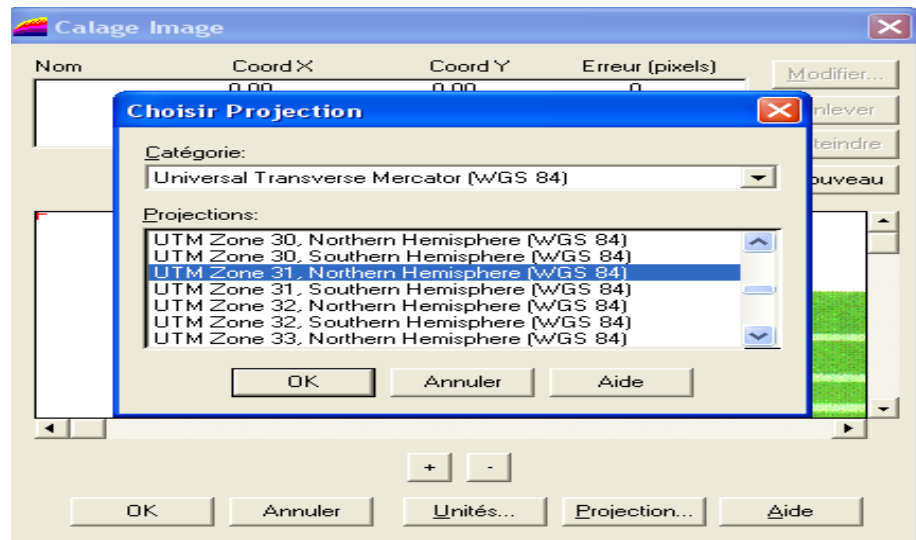


Figure 1.8 : Choix du système de projection utilisé

Clique >Ok,

e- Choix des 4 points de calage

Pour caler notre image raster, un minimum 4 points de calage est nécessaire. Pour chaque point nous indiquons ses coordonnées dans le système de projection défini. Pour plus de précision, les points doivent être localisés de préférence à des endroits éloignés dans l'image par exemple les extrémités. Les 4 points choisis ne doivent pas être alignés figure (1.9).

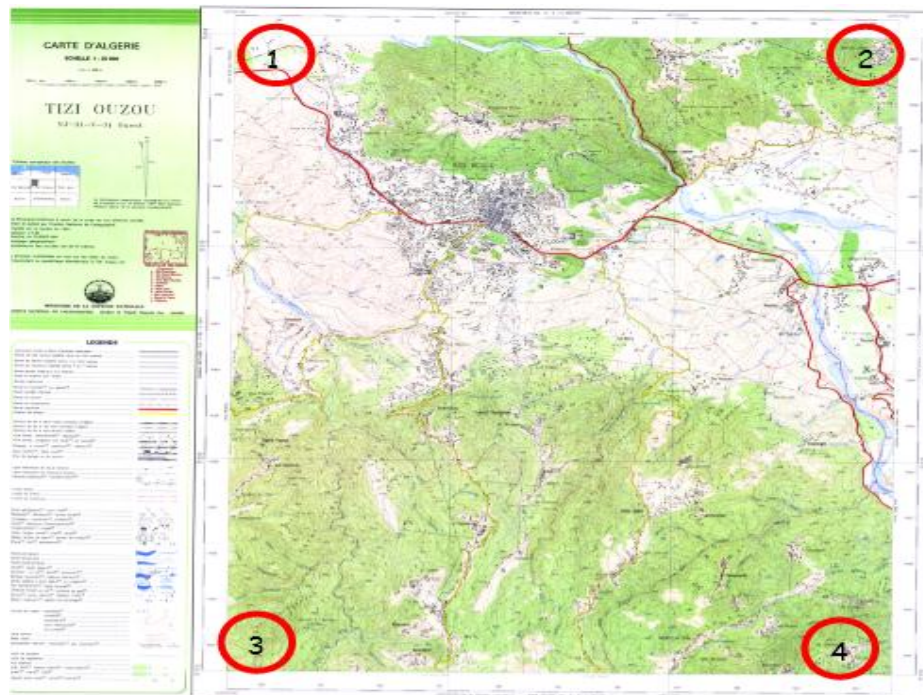


Figure 1.9 : la position des points de calage.

Les coordonnées des quatre points de calage sont données dans le tableau (1.1) suivant.

Tableau 1.1 : Coordonnées des points de calage

N° du point	X (m)	Y (m)
1	590000	4067000
2	600000	4067000
3	590000	4054000
4	600000	4054000

Cliquer sur le premier point et introduire ses coordonnées figure (1.10). Procéder de la même manière pour les 3 autres points restants.

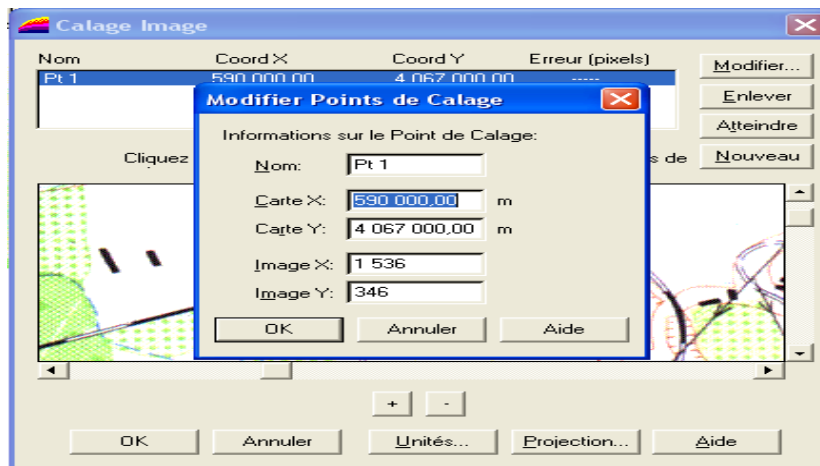


Figure 1.10 : modifier points de calage.

La qualité du calage est vérifiée dans la colonne erreur figure (1.11).

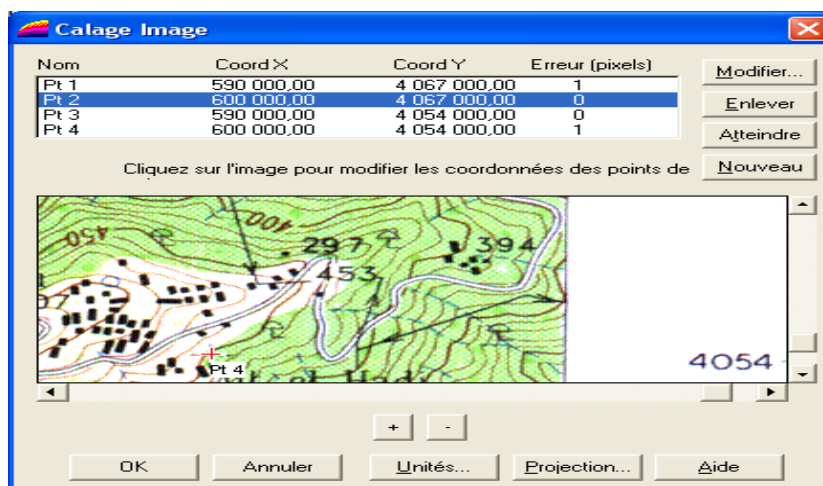


Figure 1.11 : vérification de la qualité de calage.

Une fois la qualité et vérifiée la carte est ainsi calée.

1.3 Génération d'un model numérique de terrain (MNT)

Un Modèle Numérique de Terrain (MNT) est une représentation 3D de la surface d'un terrain, créée à partir des données d'altitude. Nous présentons ci-dessous les étapes de génération du MNT entourant la retenue « Abid Chamlal ».

a- Génération d'un levé topographique à partir d'une carte d'état-major calée

Pour générer un levé topographique, nous ouvrons la carte calée et nous procédons à un semi de points à l'intérieur du Bassin versant, à différentes altitudes. Le nombre de point semé est en fonction de la précision recherchée. Dans le cadre de notre retenue un membre de 141 point est généré figure (1.12). Pour chaque point semé, ses coordonnées X, Y, Z sont relevées et portées dans un fichier Excel (voir annexe A).

Génération d'un levé topographique

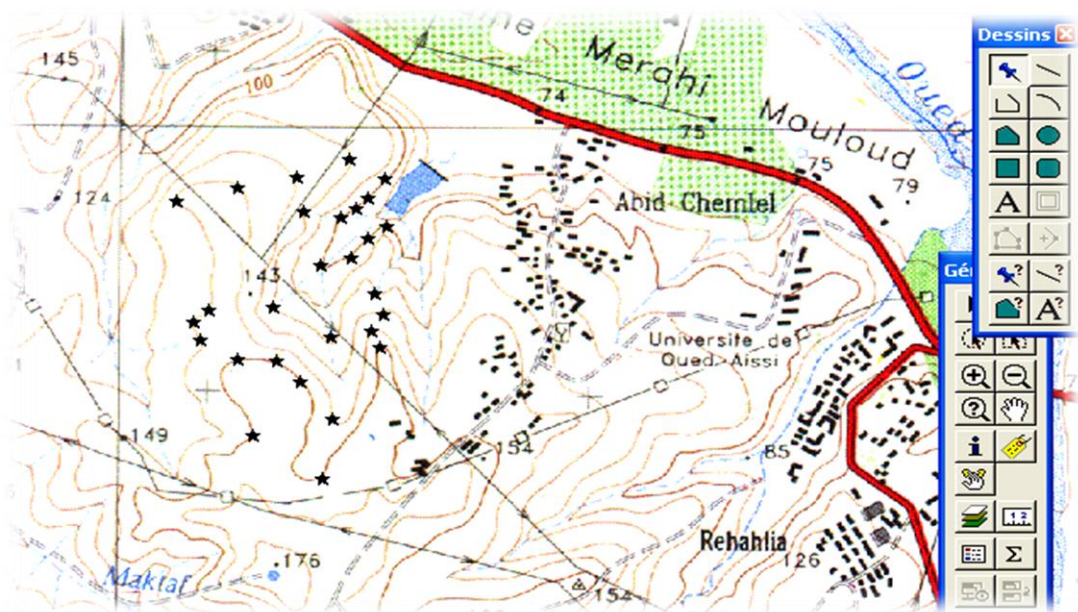


Figure 1.12 : les points du levé topographique.

b- Réalisation du MNT

La réalisation du MNT entourant la retenue « Abid Chamlal » est réalisée avec le logiciel Surfer. Les différentes étapes sont présentées ci-après :

- Ouvrir surfer figure (1.13)

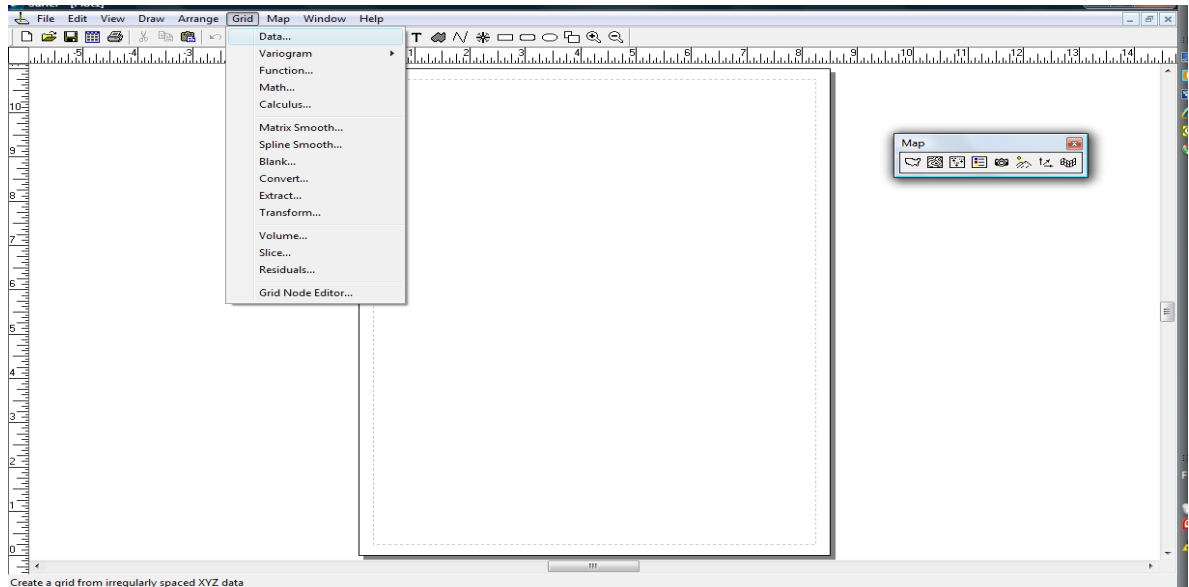


Figure 1.13 : la fenêtre de surfer.

- Importé le fichier EXCEL (voir annexe 1).
- Barre d'outils → GRID DATA → Boite de dialogue « Open » figure (1.14) on choisit le fichier à importer.

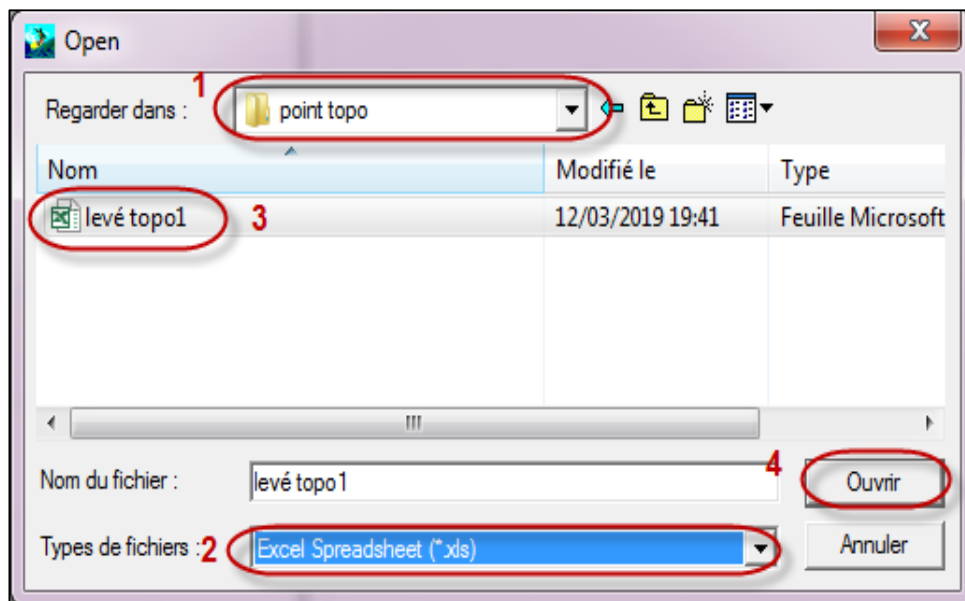


Figure 1.14 : Boite de dialogue « Open »

- Boite de Dialogue « Worksheets Found » : on fait correspondre la feuille du fichier Excel figure (1.15)

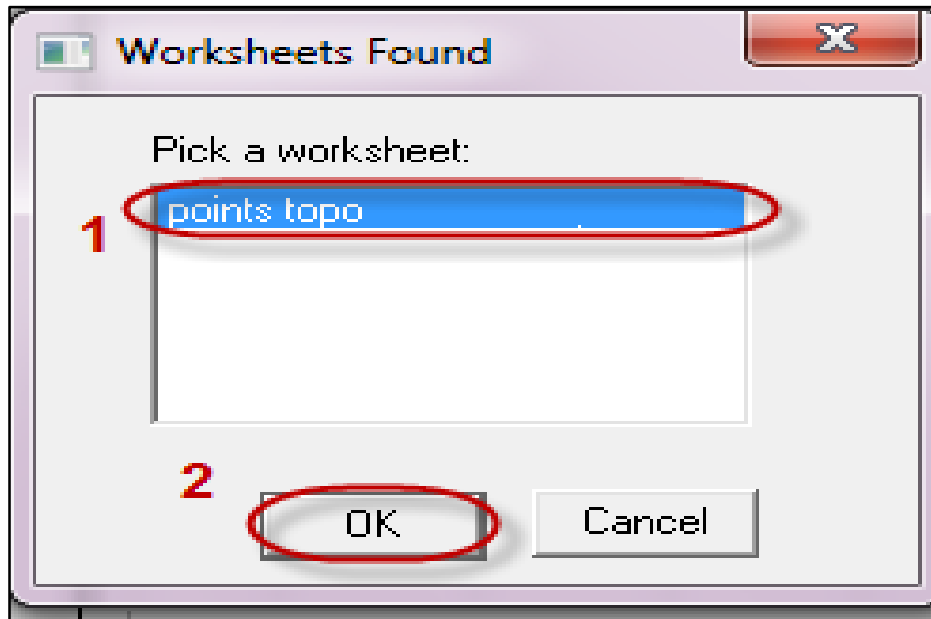


Figure 1.15 : Boite de Dialogue « Worksheets Found »

- Boite de Dialogue « Scattered Data Interpolation » on fait correspondre les colonnes de feuille Excel avec celle du logiciel figure (1.16)

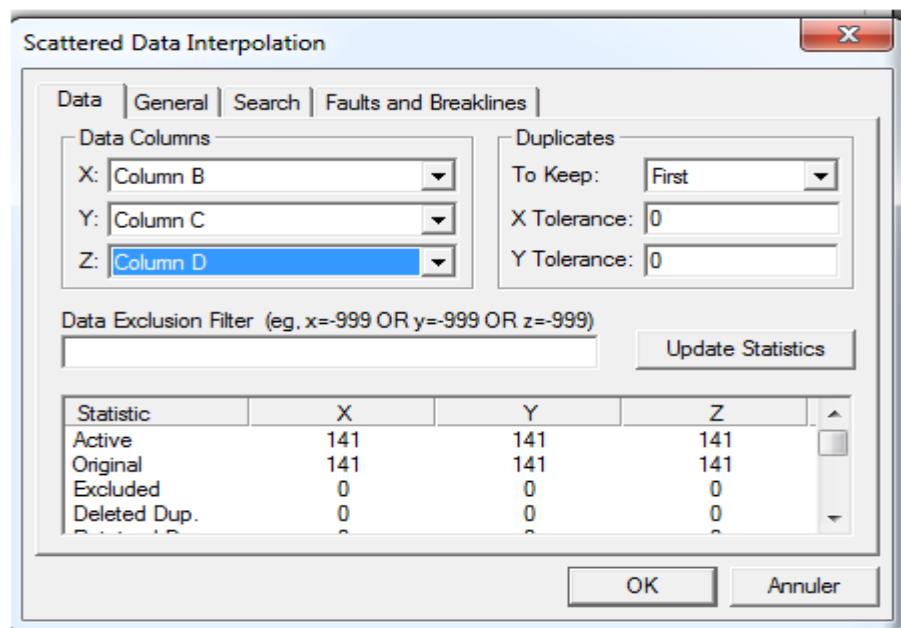


Figure 1.16 : la colonne correspondant des coordonnées X, Y et Z des points levés sur Excel avec celle du logiciel.

c- Création de l'MNT avec des courbes de niveaux équidistantes de 1 m :

- Barre d'outils « MAP » → « New Contour MAP » figure (1.17).

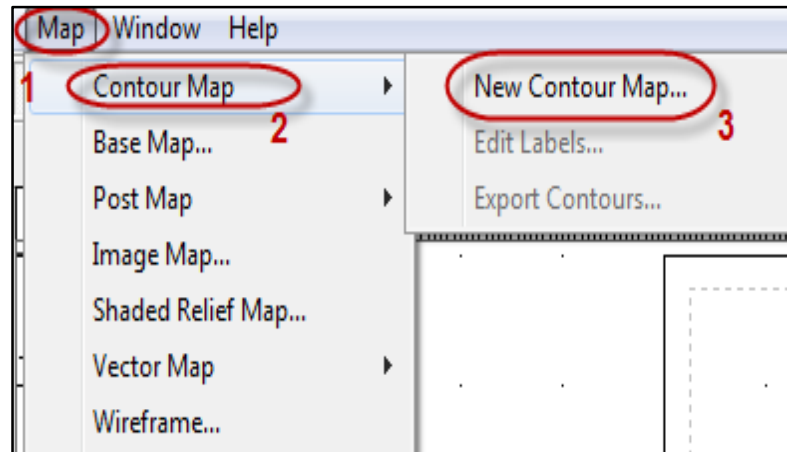


Figure 1.17 : Barre d'outils « MAP »

- Boite de Dialogue « Open Grid » on choisit le fichier de point levés → ouvrir figure (1.18).

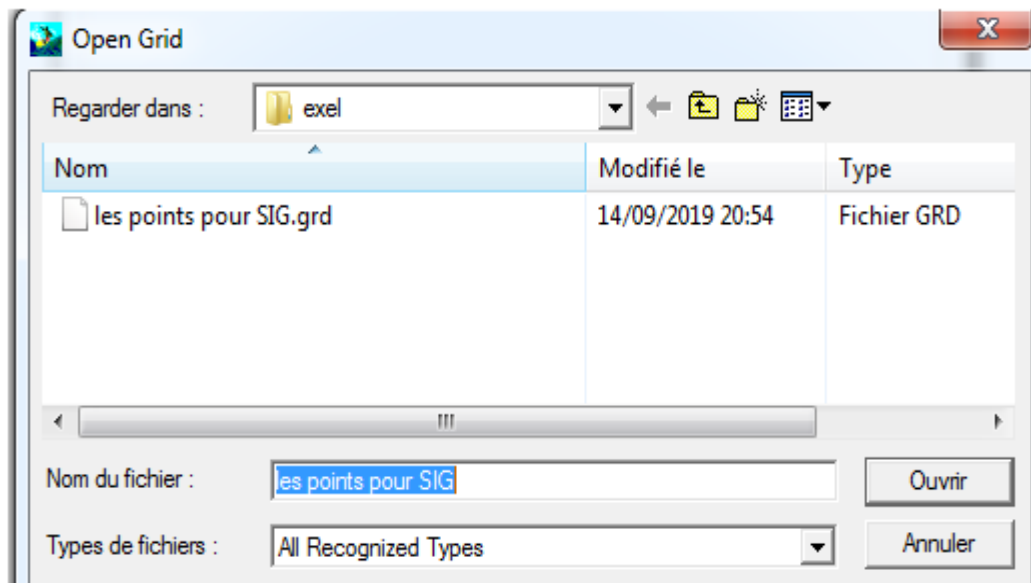


Figure 1.18 : la fenêtre Open Grid

Dans la fenêtre «Contour MAP Proprietes » figure (1.19), on intervient sur « Level » une boite de dialogue « contour levels » s'affiche figure (1.20). On choisit ainsi équidistance de 1 m pour générer les courbes de niveaux intermédiaire sur notre MNT.

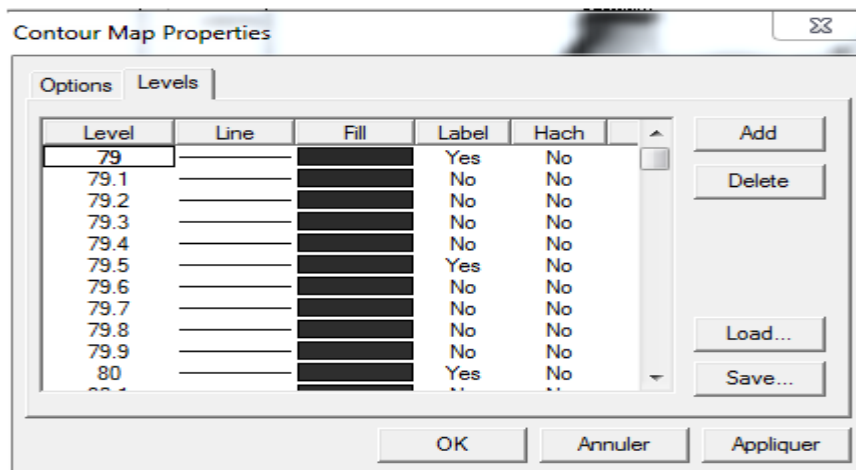


Figure 1.19 : Boit de Dialogue « Contour MAP Proprieties »

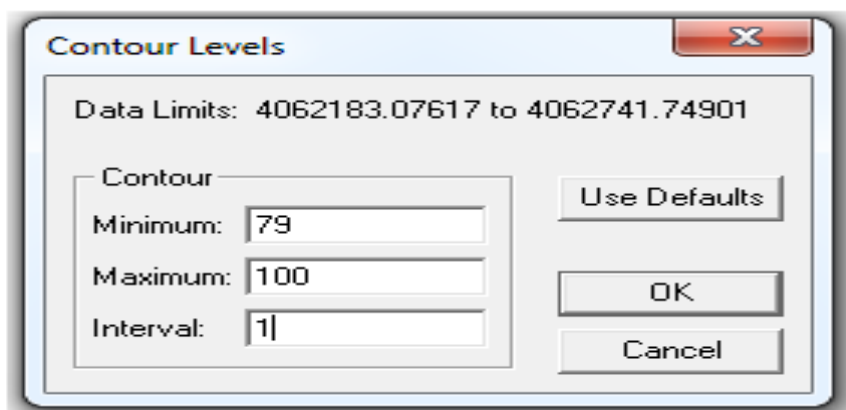


Figure 1.20 : Boite de Dialogue »Contour Levels » choix d'équidistance

- Le MNT ainsi généré est représenté dans la figure (1.21)

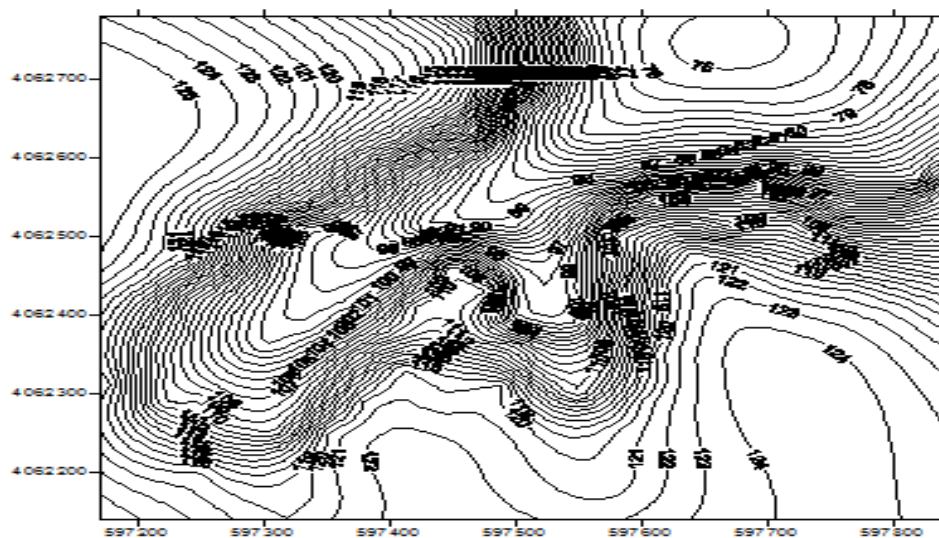


Figure 1.21 : le MNT.

Pour obtenir une vue 3D de notre levée topographique → Tapez l'icône

- Sélectionner le fichier des points levés → ouvrir figure (1.22).

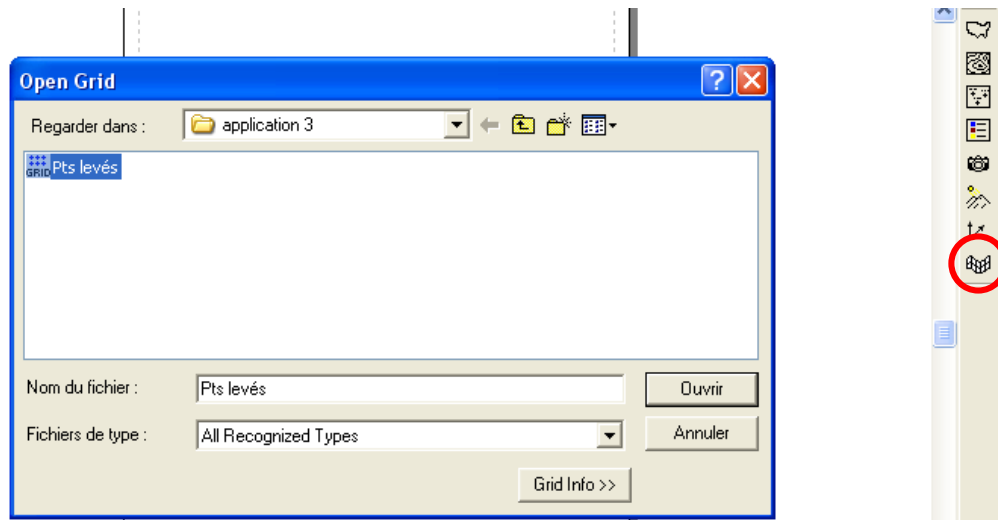


Figure 1.22 : Sélectionner le fichier des points levés

La vue en 3D est représentée dans la figure (1.23).

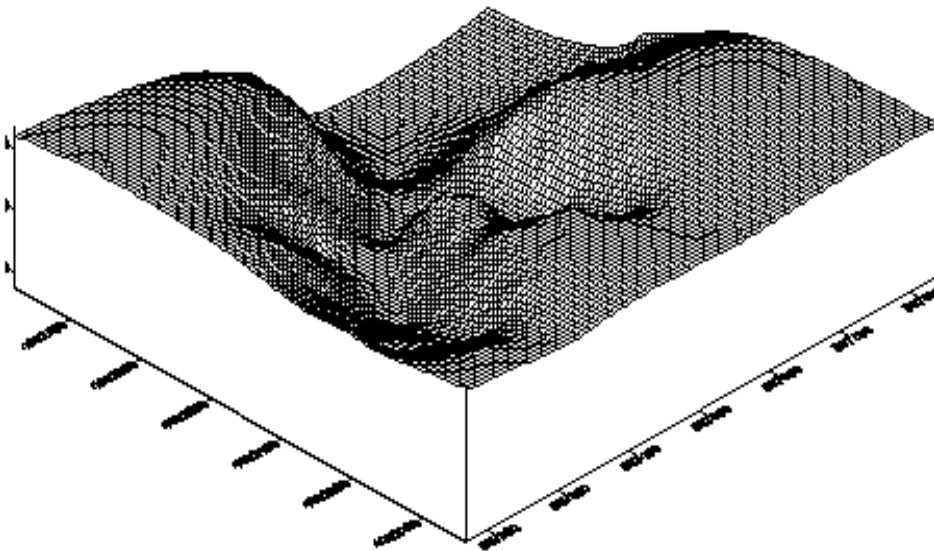


Figure 1.23 : Vue 3D de notre levée topographique.

d- exporter le fichier Surfer

Sur la barre d'outils « File » → Export → Boite de Dialogue « Export » on choisit le fichier a exporté. Ce fichier est enregistré sous format Auto-CAD figure (1.24).

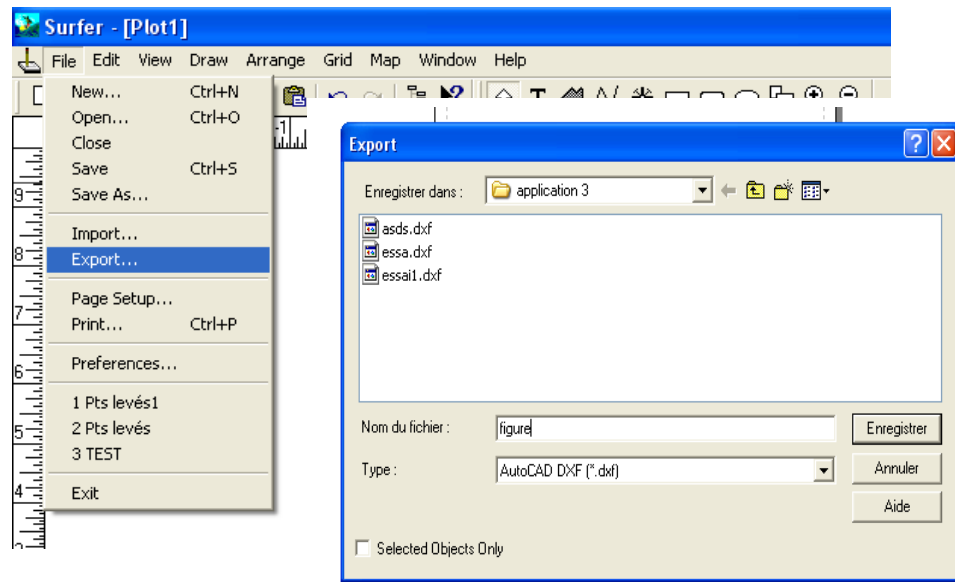


Figure 1.24 : exporter le fichier Surfer

e- importer le fichier dans Mapinfo

- Sur la barre d'outils « table » → importé figure (1.25)

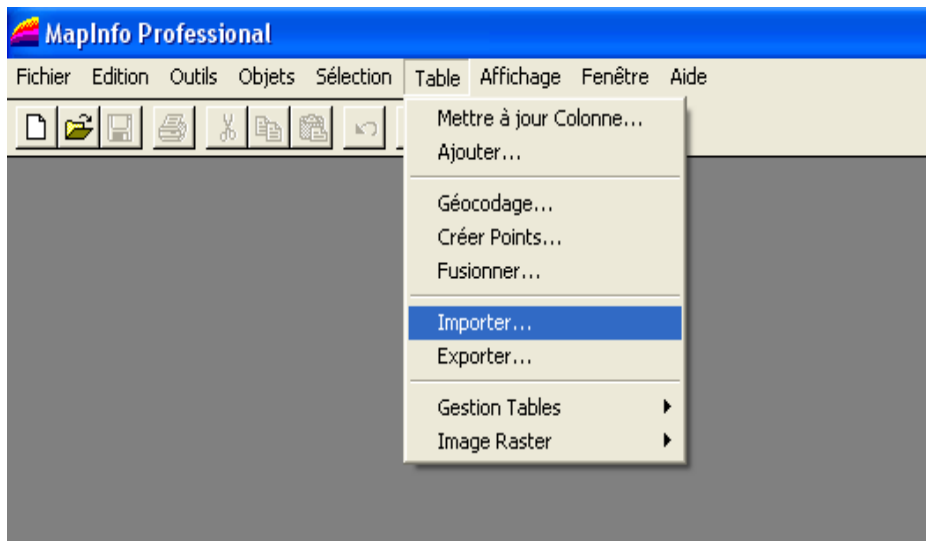


Figure 1.25 : Importer le fichier dans Mapinfo.

On sélectionne la boîte de Dialogue « importer fichier » et on sélection le fichier sous format Auto-CAD DXF figure (1.26).

- On introduit les projections indiquées sur les figures (1.27) et figure (1.28).

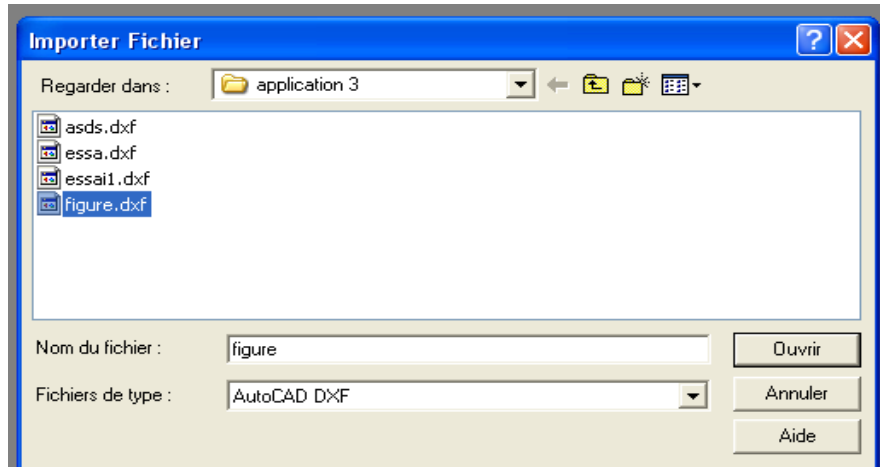


Figure 1.26 : ouvrir le fichier importé en forma AutoCAD DXF

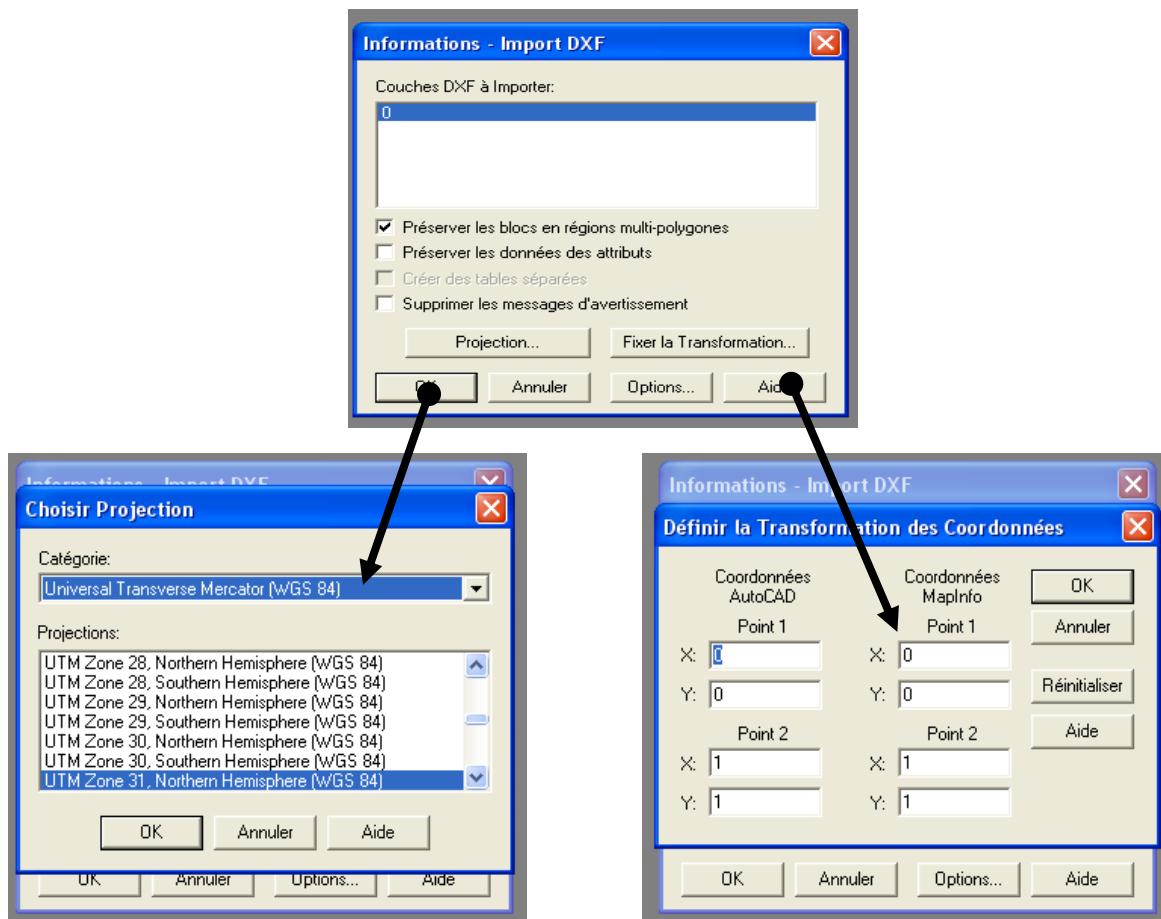


Figure 1.27 : Spécifier la projection

figure 1.28 : Fixer la transformation

Enfin on donne un nom (carte levée topo) puis on enregistre figure (1.29)

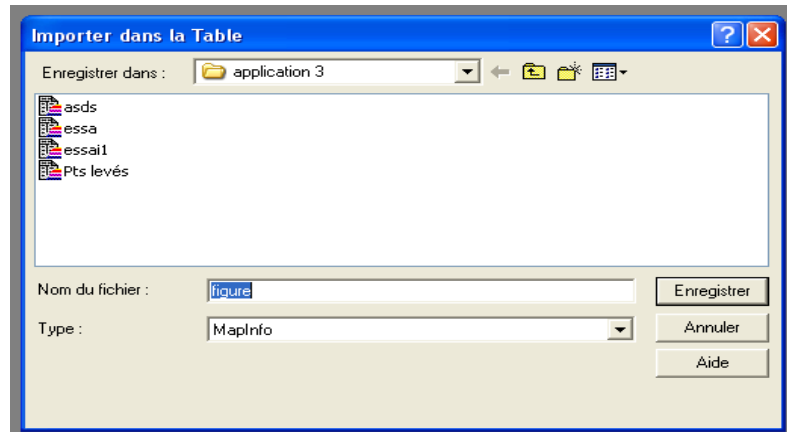


Figure 1.29 : Enregistrement de la table.

Ainsi, la table de notre modèle numérique de terrain est créée.

f- Ouverture de la table sur Mapinfo figure (1.30)

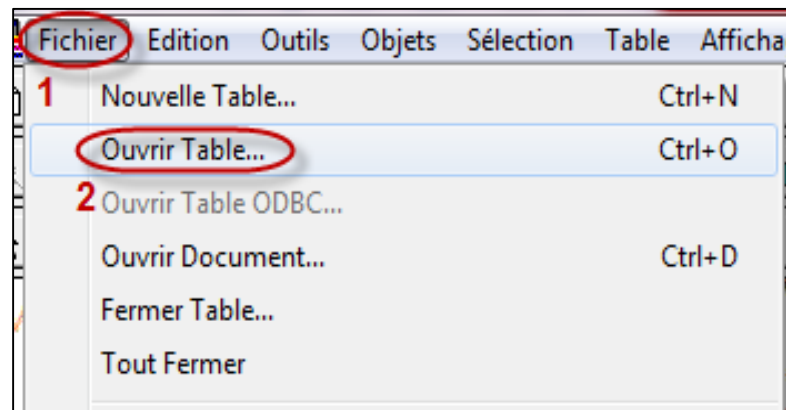


Figure 1.30 : Ouverture de la table sur Mapinfo.

Enfin, les résultats sur l'interface graphique de Map Info sont représentés sur la figure (1.31)

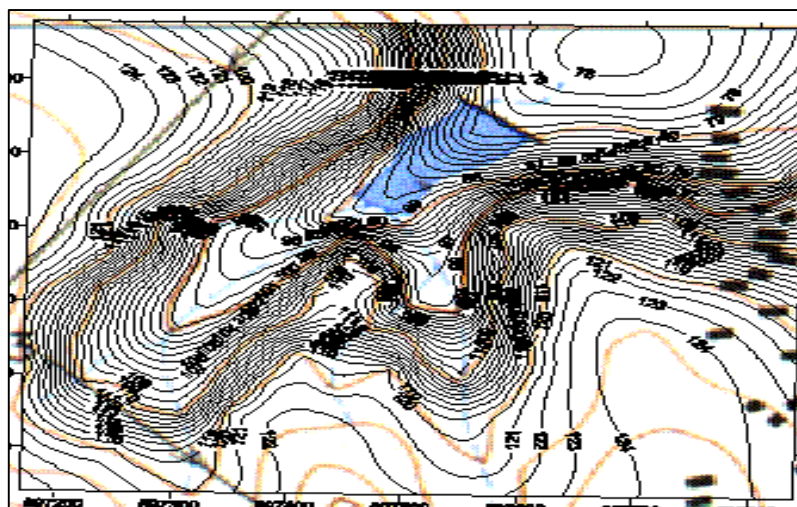


Figure 1.31 : Résultat sur l'interface graphique

1.4 Construction de la courbe Hauteur – Capacité - Surface.

Toute retenue quelle que soit sa nature et sa taille est d'abord caractérisée par courbe de remplissage (courbe hauteur-capacité).

Pour les grands barrages la précision métrique des courbes de niveaux suffit à définir la courbe hauteur capacité, cependant les petits barrages (retenue collinaire) l'équidistance des courbes altimétrique est souvent insuffisantes pour avoir des micros reliefs et un nouveau relevé topographique précis est difficile et onéreux. (Jean Claude BADER et al...1993)

Afin de pouvoir estimé l'évolution de la capacité de stockage de la retenue à c'est différents niveaux de remplissage, tout en minimisant l'erreur dans le calcul du à la géométrie irrégulier du bassin versant, la méthode suivi consiste à estimer un volume en fonction de l'altitude et de la surface de la cuvette.

La retenue collinaire « Abid Chamlal » est caractérisé par une équidistance de 10 m. à l'aide de logiciel Surfer on as réduit l'équidistance à 10 cm. Puis on le réduit à 1 cm en utilisant les relations suivantes (PNUD) :

Tableau 1.2 : volume de la retenue

Cote (m)	α	Surface (m ²)	Δh (m)	Volume partiel (m ³)	Volume cumulée (m ³)
C_n	$\alpha = \frac{\Delta A}{\Delta H}$	S_n	$\Delta h = C_{n+1} - C_n$	$\Delta V = \frac{S_n + S_{n+1}}{2} * \Delta h$	V_n
.		.			$V_{n+1} = V_n + \Delta V$
.		.			
C_{n+1}		$S_{n+1} = S_n + \alpha * \Delta Z$			

Afin de pouvoir estimer l'évolution de la capacité de stockage de la retenue à ses différents niveaux de remplissage. La courbe hauteur-capacité –surface (H-C-S) figure (5.1) est établie par les résultats des capacités et des surfaces calculées pour des équidistances de 0,01m entre les cotes 79,00 m à 100,00 m.

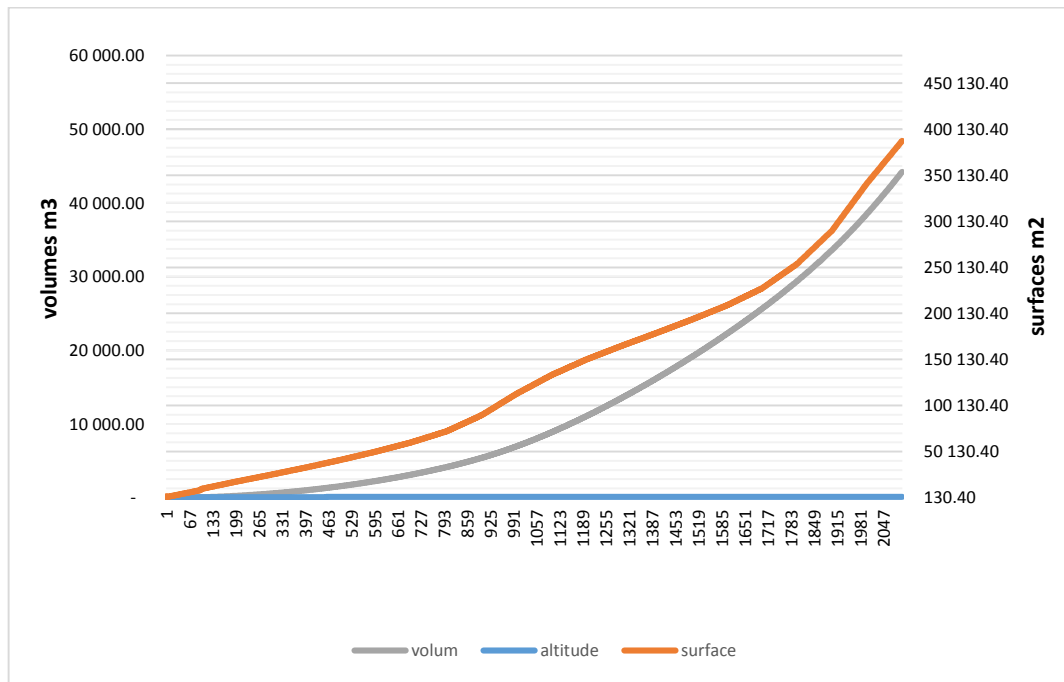


Figure 1.32 : courbe hauteur-capacité-surface

On constate que les superficies et les volumes partiels augmentent rapidement avec la hauteur ce qui signifie que la surface de la cuvette s’élargie de plus en plus.

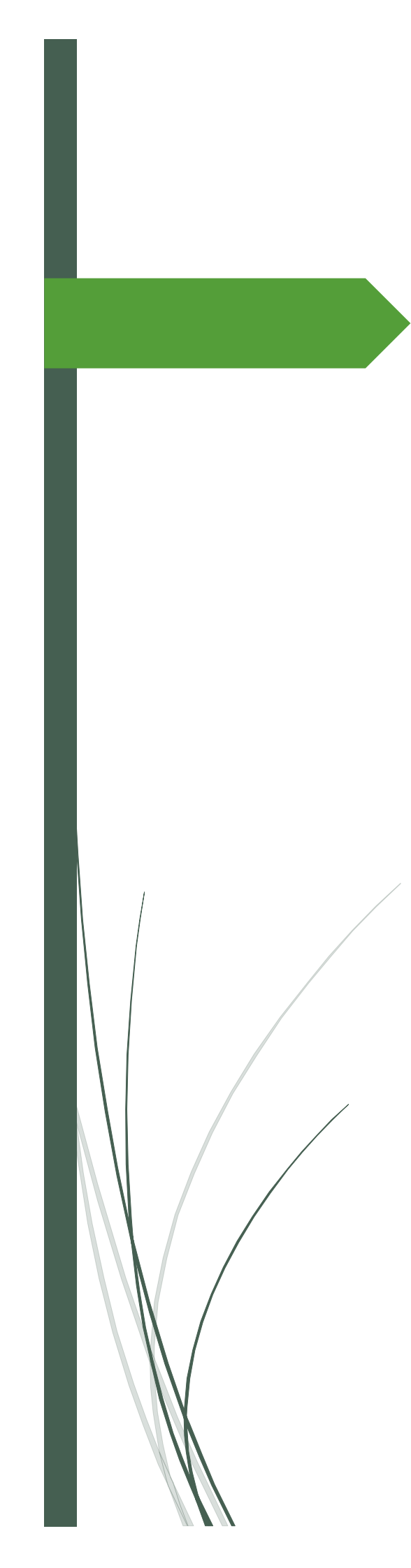
Pour plus de précision nous avons encore réduit l’équidistance à 0.01m entre les cotes 79 et 100.

Conclusion

En conclusion de ce premier chapitre, dénommé ‘étude topographique’, nous présentons les principales caractéristiques du site de la retenue « Abid Chamlal », nécessaires dans l’élaboration des prochains chapitres.

Tableau 1.3 : Caractéristiques du site d’implantation.

Paramètres		Valeur	Unité
Coordonnées de l'exutoire (WGS84, UTM Zone 31N)	X	597520.24	m
	Y	4062604.24	m
	Z	80	m
Cote minimale de l'axe de la digue		80	m
Cote maximale de l'axe de la digue		176	m
Nombre de points levés		141	pt



Chapitre 2 : Etude hydrologique

Introduction

L'étude hydrologique du bassin versant entourant la retenue « Abid Chamlal » a pour but l'estimation des caractéristiques géomorphologiques (surface, périmètre et altitudes max et min), morpho-métriques (indice de gravelius, rectangle équivalent ...etc.), orographiques (courbes hypsométriques, altitudes) et hydrologiques (indices de pentes, temps de concentration) nécessaires pour l'étude de la régularisation de la retenue en question.

2.1 Description du bassin versant

Un bassin versant est l'espace drainé par un cours d'eau et ses affluents figure 2.1. L'ensemble des eaux qui tombent dans cet espace convergent vers un même point de sortie appelé exutoire (Musy et Higy, 2004). Le bassin versant est délimité par des frontières naturelles : les lignes de crêtes ou lignes de partage des eaux.

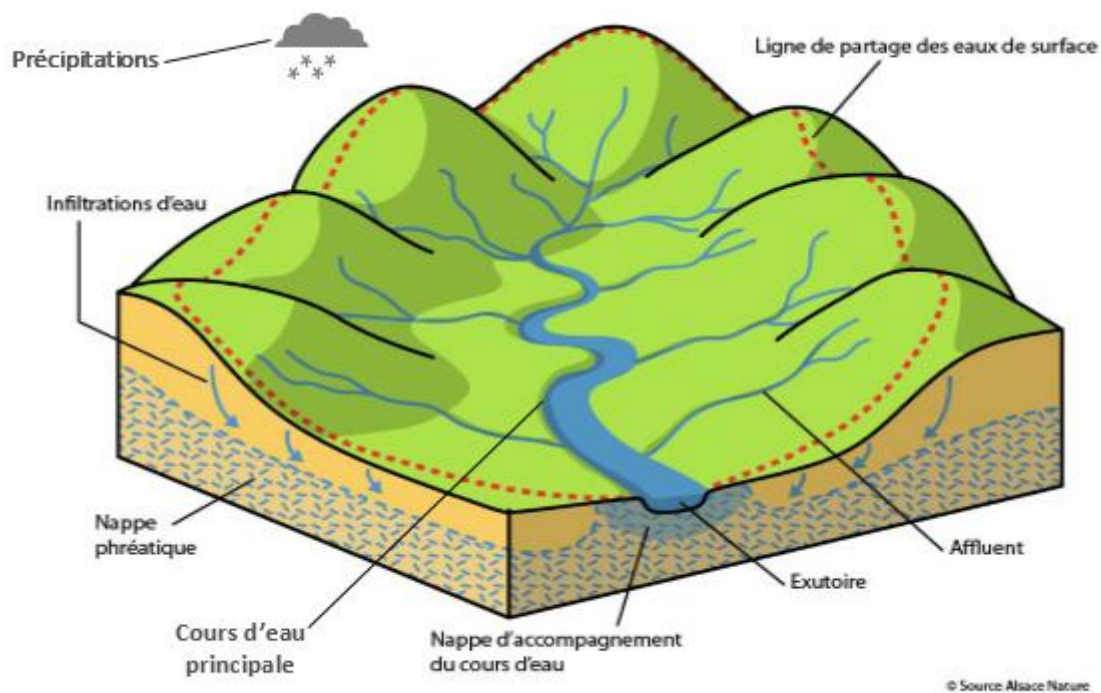


Figure 2.1 : Schéma représentatif d'un bassin versant

2.2 Délimitation du bassin versant

La délimitation de notre bassin versant est effectuée par le logiciel Mapinfo ; ceci permet d'obtenir toutes les caractéristique du bassin versant, à savoir : la surface du bassin, le périmètre, la longueur du talweg principal et les altitudes.

Nous présentons ci-dessous les étapes de la délimitation :

- a- Ouvrir la carte calée figure (2.2) : Ouvrir table → Tizi Ouzou_31_Ouest

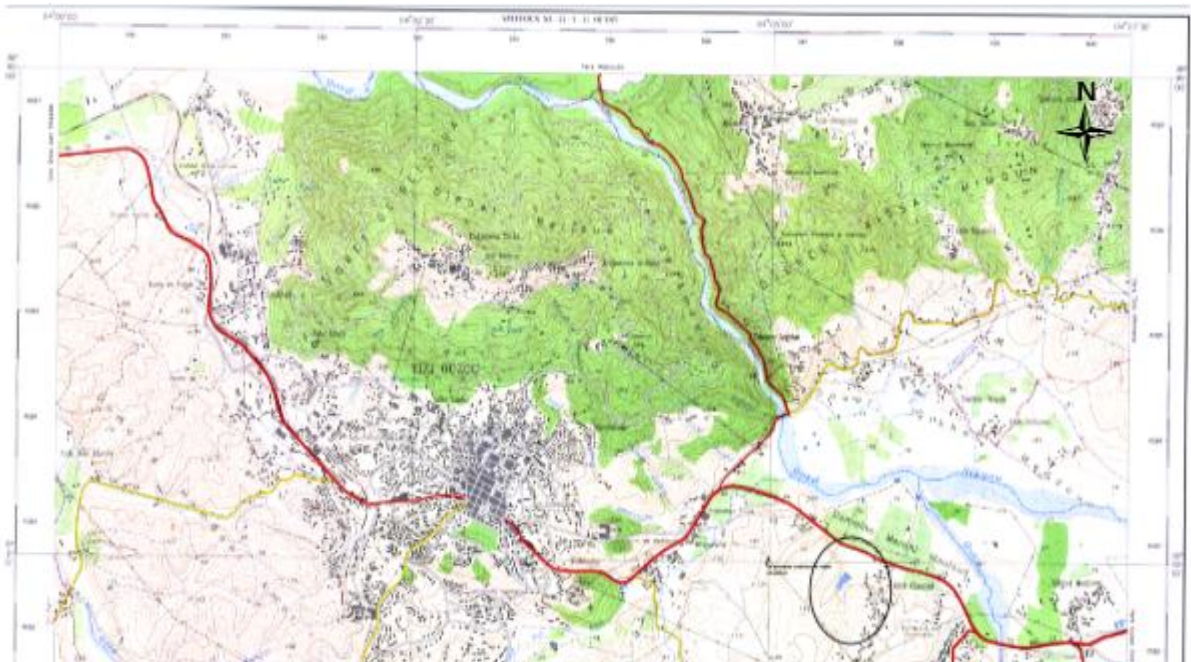


Figure 2.2 : carte d'état-major calée Tizi Ouzou_31_Ouest

- b- Localiser la retenue à partir des coordonnées X et Y indiquées ci-dessous figure (2.2).

X=597,5 Kms et Y= 4062,5 Kms.

- c- Créer une couche dessin figure (2.3) : clique droit→contrôle des couches→ activé la couche dessin

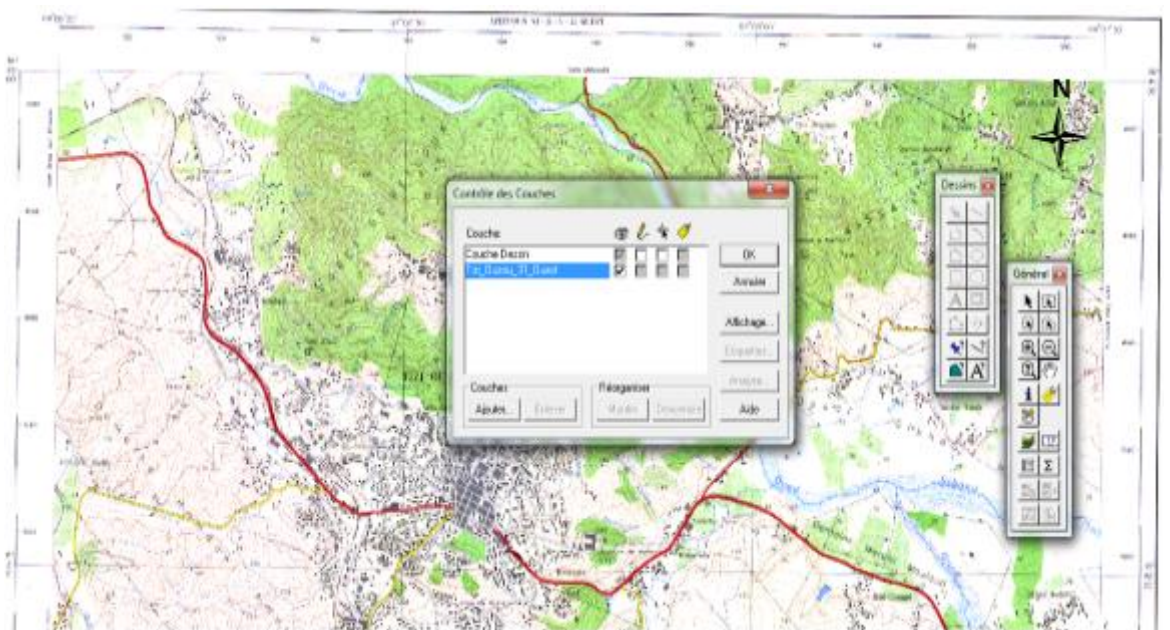


Figure 2.3 : Couche dessin activée.

La barre d'outils dessin est maintenant activée.

- d- Cliquer sur l'icône polygone pour délimiter le bassin versant de la retenue à partir des lignes de partage des eaux figure (2.4)

L'icône polygone

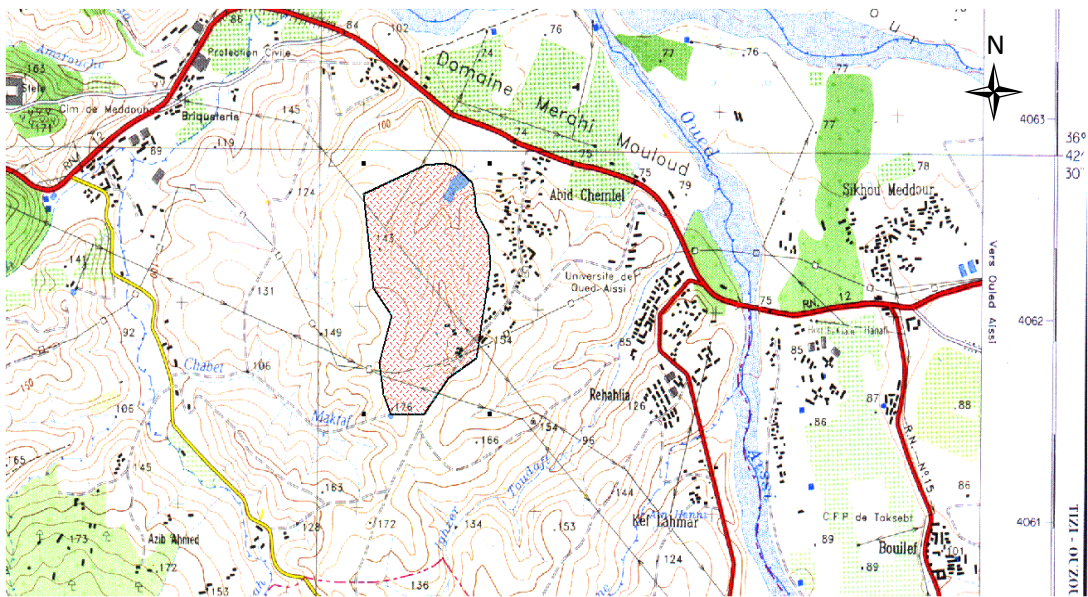


Figure2.4 : Délimitation du bassin versant « Abid chamlal ».

- e- Une fois le bassin délimité, cliquer sur l'icône sélection → double cliquer sur la délimitation réalisé ainsi une fenêtre s'affiche et permet la lecture de la surface et le périmètre du bassin versant délimité figure (2.5).

L'icône sélection



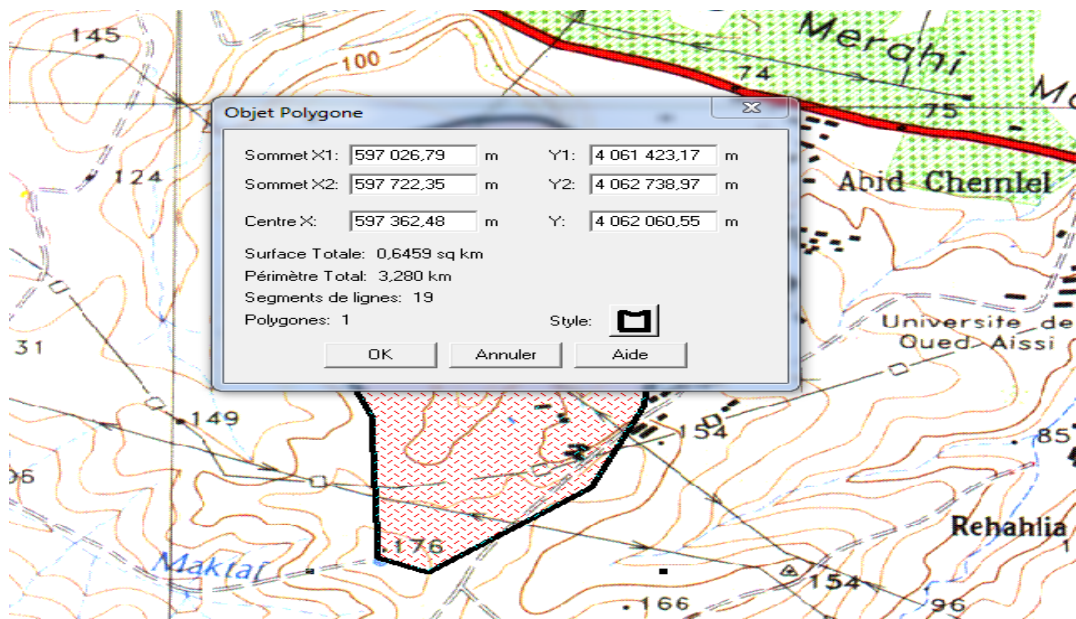


Figure 2.5 : périmètre et surface du bassin versant

f- Une fois le travail terminé enregistré cette couche sous le nom « BV ».

2.3 Représentation du chevelu hydrographique du BV

a- Pour tracer le chevelu hydrographique du bassin versant délimité : Cliquer sur l'icône poly-ligne

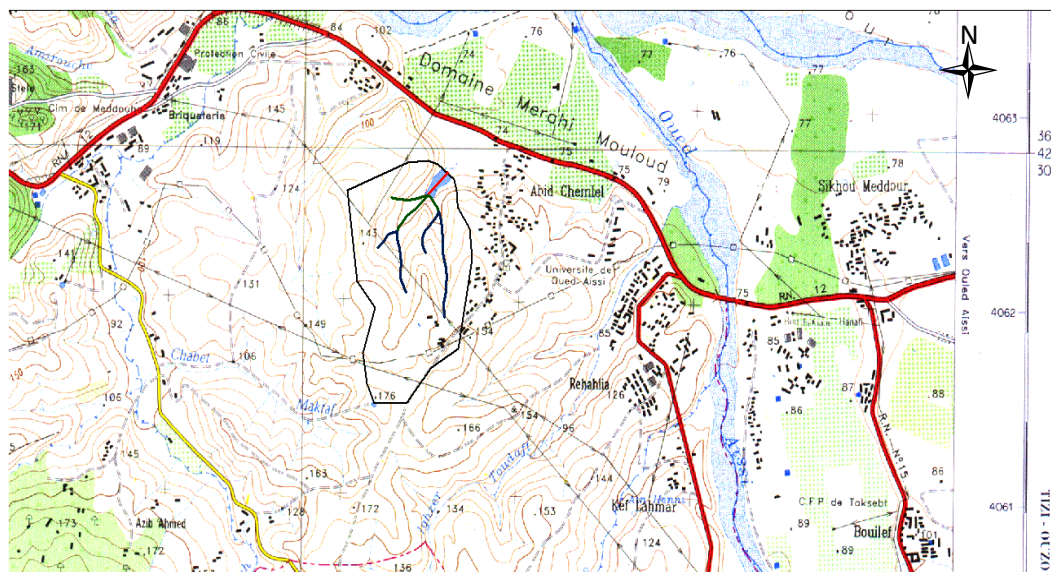


Figure 2.6 : les talwegs du bassin versant

b-pour lire la longueur des talwegs, Cliquer sur l'icône sélection → double cliquer sur le tracé réalisé ainsi une fenêtre s'affiche où on peut lire la longueur du thalweg figure (2.7).

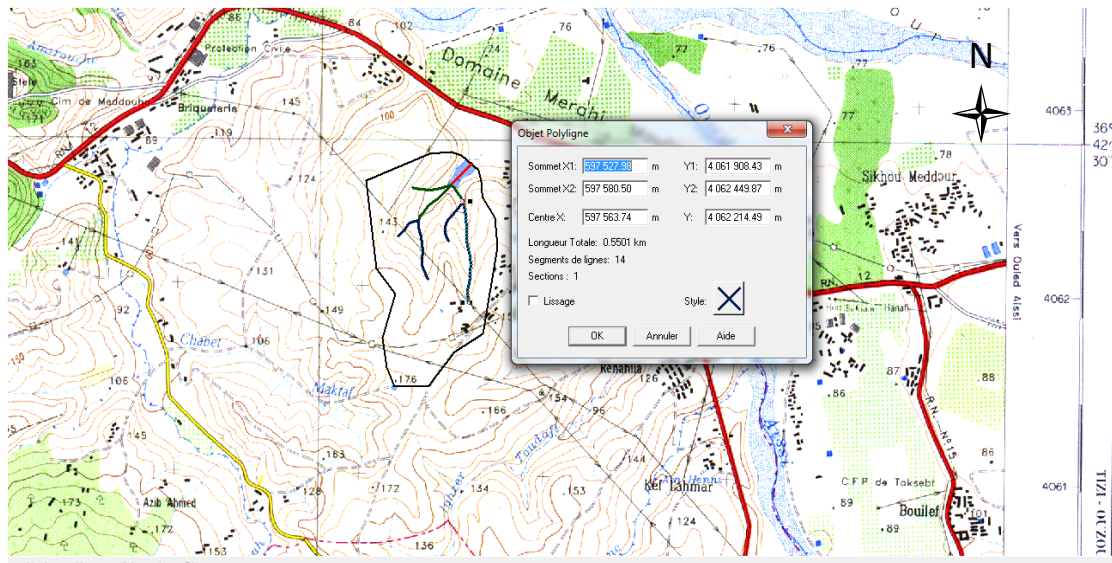


Figure 2.7 : Longueur de talweg

Enfin, la couche des talwegs est enregistrée sous le nom « **chevelu** »

2.4 Etude des caractéristiques du bassin versant

2.4.1. Caractéristiques géomorphologiques

a. Superficie du BV « **S_{BV}** »

La surface du bassin versant «**S_{BV}**» est l'air géographique délimitée par les crêtes topographiques qui se rejoignent à l'exutoire. Elle présente le paramètre le plus important du bassin car elle permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (le débit, le volume des précipitations et les infiltrations...etc.) La surface de bassin versant « Abid Chamlal » est extraite à partir du logiciel Mapinfo (J.P Laborde 2001) figure (2.5), soit :

$$S_{BV} = 0,6459 \text{ km}^2$$

b. Périmètre du BV « **P_{BV}** »

Le périmètre du bassin versant « **P_{BV}** » est défini par la ligne de crête formant le contour du bassin versant (J.P Laborde 2001). Le périmètre du bassin versant est extrait à partir de la figure (2.5),

$$P_{BV} = 3,28 \text{ km}$$

c. Altitudes du bassin versant

Les altitudes extrêmes (H_{\max} et H_{\min}) figure (2.8) du bassin versant sont extraites à partir de la carte d'état-major calée à l'échelle du 1/25 000e. Soient :

$H_{\max} = 176$ m correspond au sommet du bassin versant.

$H_{\min} = 80$ m correspond à l'exutoire

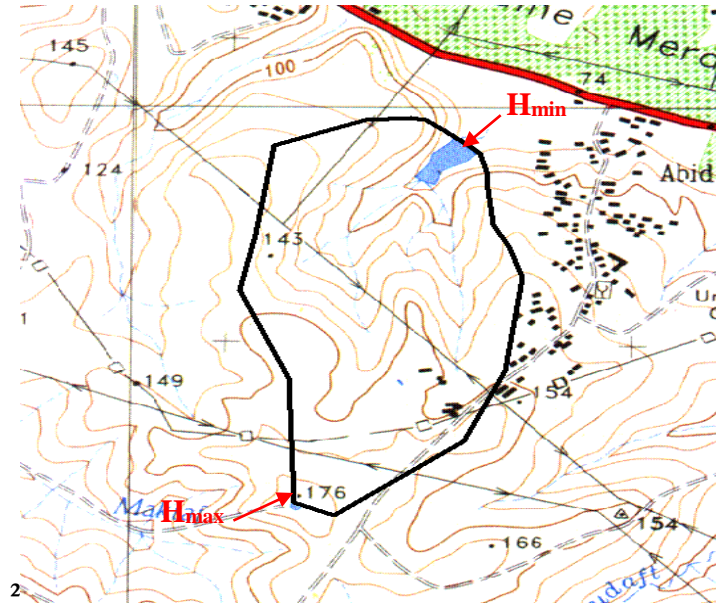


Figure 2.8 : Hmax et Hmin

d. Longueur du thalweg principal « L »

La longueur du cours d'eau principal « L » est la distance entre l'exutoire et le point le plus éloigné du bassin versant suivant la rivière principale (José Lamas, 1998) est mesurée par le logiciel Mapinfo.

$$L = 0.826 \text{ km}$$

e. Ordre des cours d'eau

Pour la détermination des cours d'eau, nous procédons à une classification des cours d'eau par ordre. Pour l'ordre 1, nous avons déterminé le nombre de talwegs et la longueur totale du réseau hydrographique. En premier lieu on trace le plan du chevelu hydrographique complet du bassin versant avec le SIG sous le logiciel Map info figure (2.5).

Pour procéder ensuite à la classification des talwegs figure (2.9). Il existe plusieurs méthodes de classification, la méthode que nous avons utilisée est celle de HORTON. Elle est basée sur la classification des différent cours d'eau selon leurs importances :

- ✚ Tout cours d'eau dépourvu de tributaires est d'ordre un.
- ✚ Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux.
- ✚ Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre est augmenté de un.
- ✚ On attribue à un BV l'ordre de son cours d'eau principal. Même chose pour les sous bassins versants. (MUSY, HIGY 2004).

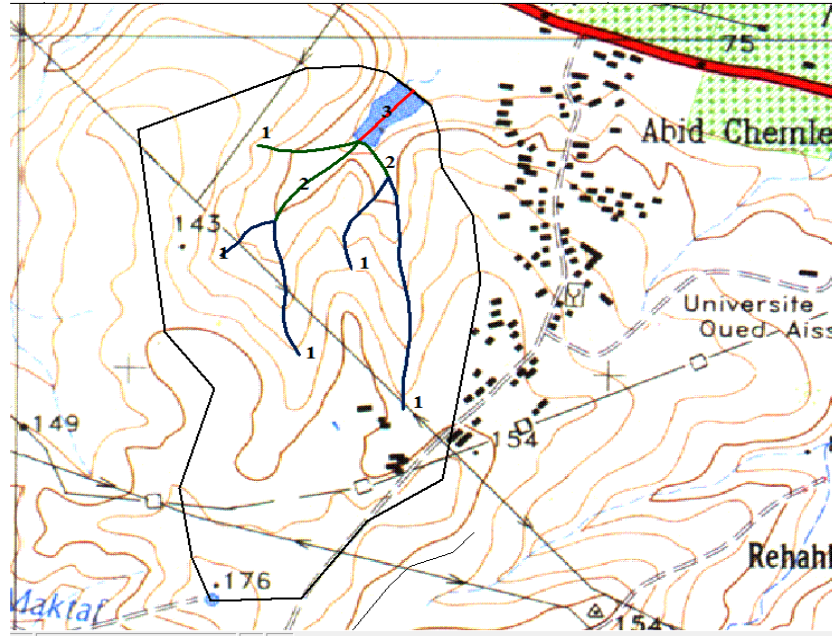


Figure 2.9 : Réseau hydrographique du bassin versant avec la classification d’HORTON

Les résultats de la classification d’HORTON sont illustrés dans le tableau 2.1 suivant :

Tableau 2.1 : les résultats de la classification d’DORTON

Ordre de thalwegs	1	2	3
Nombres de thalwegs	5	2	1
Longueur total de thalwegs par chaque ordre (km)	1.4702	0.3671	0.1672
la longueur totale de tous thalwegs L_x (km)	2.0045		

f. Largeur moyenne du bassin versant « L_{moy} »

La largeur moyenne du bassin versant « L_{moy} » est calculée à partir de la relation (2.1) :

$$L_{moy} = \frac{S_{BV}}{L} \tag{2.1}$$

Soit :

$$L_{moy} = 0,78 \text{ km}$$

Avec :

L : Longueur de thalwegs principal (km).

g. La densité de drainage D_d :

Elle se définit par le rapport de la longueur totale des cours d'eau L_x et la surface du bassin versant S_{bv} , sa relation s'écrit comme suit :

$$D_d = \frac{\sum L_x}{S_{bv}}$$

Donc : $D_d = 3,103 \text{ km}^{-1}$

2.4.2. Caractéristiques morpho métriques

a. Indice de compacité de GRAVELIUS « K_g »

La forme du bassin versant a une grande influence sur l'écoulement global et surtout sur l'allure de l'hydro gramme résultant d'une pluie donnée. Cette caractéristique est donnée par l'indice de compacité de Gravelius, définie comme le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface (Musy et Higy, 2004). L'indice de compacité « K_g » est estimé à partir de la relation (2.2) qui suit :

$$K_g = 0,28 * \frac{P}{\sqrt{S_{BV}}} \quad (2.2)$$

$$K_g = 1,14$$

En se référant à la classification des bassins versant selon Gravelius tableau (2.2), la valeur de K_g obtenue indique que notre bassin est de forme ramassée figure (2.10).

Tableau 2.2 : forme du bassin versant selon Gravelius

forme de bassin	valeur de K_g
bassin de forme allongé	$1,5 < K_g < 1,8$
bassin de forme ramassée	$1,0 < K_g < 1,15$

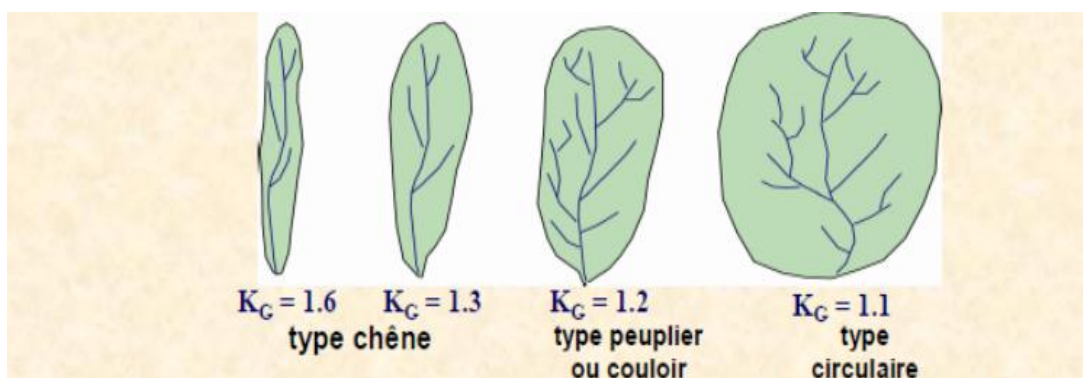


Figure 2.10 : Forme du BV en fonction de l'indice de compacité (André Musy, 1992).

b. Indice de forme D'HORTON « C_a »

L'indice de forme (C_a) est le rapport entre la superficie du bassin versant et le carré de la longueur de talweg principal (José Lamas 1998), il est obtenu à partir de la relation (2.3)

$$C_a = \frac{L^2}{S_{bv}} = 1,06 \quad (2.3)$$

En se référant à la classification D'HORTON des bassins versant tableau (2.3), la valeur de C_a obtenue confirme que notre bassin est bien de forme ramassée, donc la concentration des eaux à l'exutoire se fait rapidement, ce qui favorise le ruissellement sur l'infiltration. Cette forme présente un temps de concentration plus courts, auront débit de pointe plus important (Musy et al, 1992).

Tableau 2.3 : forme du bassin versant selon HORTON

forme de bassin	valeur de C_a
bassin de forme allongé	$C_a < 1$
bassin de forme ramassée	$C_a > 1$

C. Le Rectangle équivalent

Afin de pouvoir comparer le comportement hydrologique de deux bassins versants, on utilise la notion de rectangle équivalent. Il s'agit d'une transformation purement géométrique, par laquelle on assimile un bassin versant à un rectangle d'une longueur L et largeur l , ayant le même périmètre et la même superficie. Les courbes de niveau sont des droites parallèles à la largeur l du rectangle qui représente l'exutoire du bassin (José Lamas, 1998).

La longueur « L_r » et la largeur « l_r » de rectangle équivalent sont données par les formules suivantes :

$$L_r = \frac{kg \cdot \sqrt{S_{bv}}}{1.12} \cdot \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{kg} \right)^2} \right] \quad (2.4)$$

$$l_r = \frac{kg \cdot \sqrt{S_{bv}}}{1.12} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{kg} \right)^2} \right]. \quad (2.5)$$

Ce qui donne : $L_r = 1\text{km}$ et $l_r = 0,657\text{ km}$

On remarque que la longueur « L_r » est approchée à la largeur « l_r » de ce rectangle ce qui nous confirme que notre bassin versant est de forme ramassée.

Pour pouvoir dimensionner le rectangle équivalent, nous calculons les différents écartements entre les courbes de niveau selon l'expression :

$$L_i = \frac{L_r * S_i}{100}$$

Les résultats sont illustres dans le tableau (2.4) suivant :

Tableau 2.4 : résultats de calcul de l'écartement entre deux courbe de niveau

altitude	écart entre deux courbes	Cumule	largeur du rectangle
176	0.08	0.08	0.66
160	0.50	0.58	0.66
150	1.20	1.78	0.66
140	1.08	2.68	0.66
130	0.90	3.58	0.66
120	0.87	4.45	0.66
110	0.74	5.19	0.66
100	0.50	5.68	0.66
90	0.31	6.00	0.66
80	0.17	6.17	0.66

En utilisant les résultats présentés sur le tableau (2.4) ci-dessus, on trace sur Excel le rectangle équivalent suivant sur la figure (2.11).

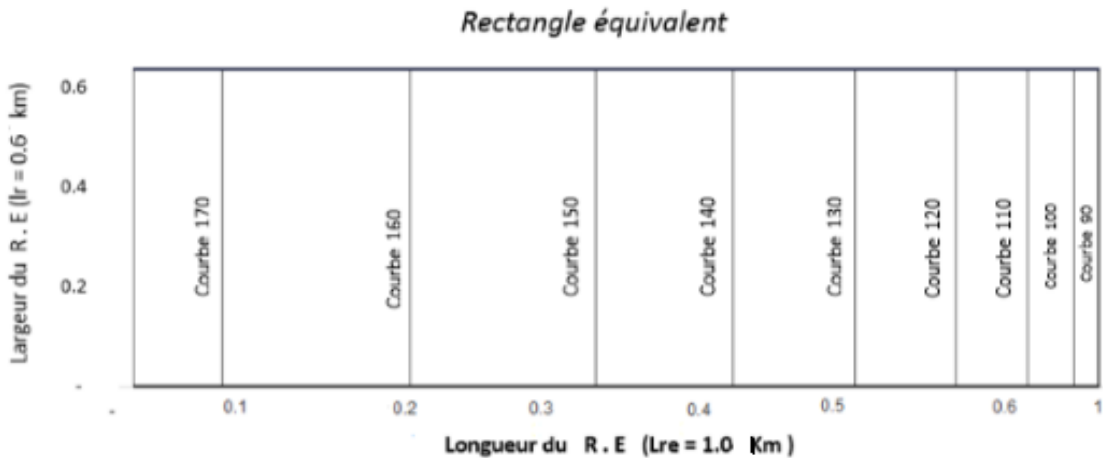


Figure 2.11 : rectangle équivalent de bassin versant de « Abid chamlal ».

2.4.3 Caractéristique orographiques

L'influence de relief sur l'écoulement se conçoit facilement, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures etc...). En outre la pente influe sur la vitesse d'écoulement (plus la pente est importante la vitesse de l'écoulement est importante et vis versa). Le relief se détermine au moyen de caractéristique suivants (art. Vannak, 2008).

a- Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue global sur la pente du bassin versant, donc une vue sur le relief. Elle caractérise la répartition de l'altitude moyenne en fonction de la surface cumulée du bassin versant exprimée en pourcentage. L'intérêt de la courbe hypsométrique est la détermination de la classe du relief et l'altitude moyenne. Les résultats des coordonnées de la courbe hypsométrique sont donnés dans le tableau 2.5 ci-dessous (A.GIRET 2007).

Tableau 2.5 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.

altitudes	Hmoy	surface partielle (m2)	surface partielle %	surface cumulée %
80-90	85	17640	2,73	100,00
90-100	95	31720	4,91	97,27
100-110	105	50520	7,82	92,36
110-120	115	75240	11,65	84,54
120-130	125	88660	13,73	72,89
130-140	135	91600	14,18	59,16
140-150	145	109800	17,00	44,98
150-160	155	122100	18,90	27,98
160-170	165	50470	7,81	9,08
170-180	175	8198	1,27	1,27
total		645948	100,00	

La courbe hypsométrique du bassin versant d'Abid chamlal obtenue à partir des résultats de calcul du tableau (2.5) est présentée sur la figure (2.12). Les surfaces partielles cumulées en % sont portées sur l'axe des abscisses, et les altitudes moyennes correspondantes sur les ordonnées.

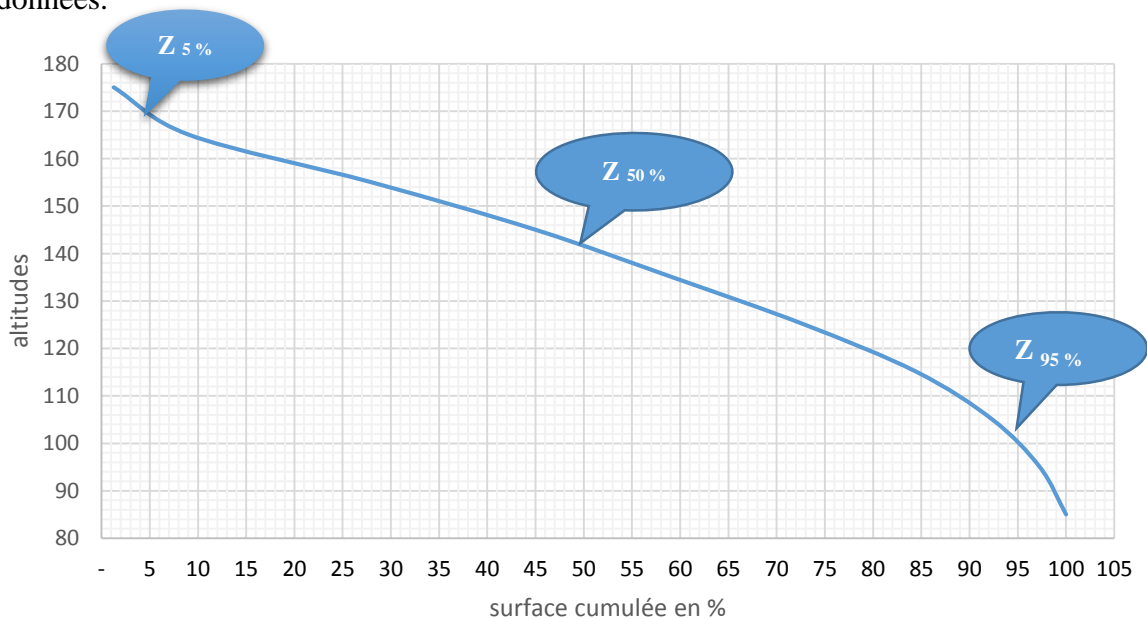


Figure 2.12 : Tracé de la courbe hypsométrique du bassin versant d'Abid chamlal.

Des recherches récentes ont montré l'aspect général des courbes selon l'état d'érosion du bassin versant, la figure (2.13) ci-dessus montre les différentes courbes et leurs interprétations :

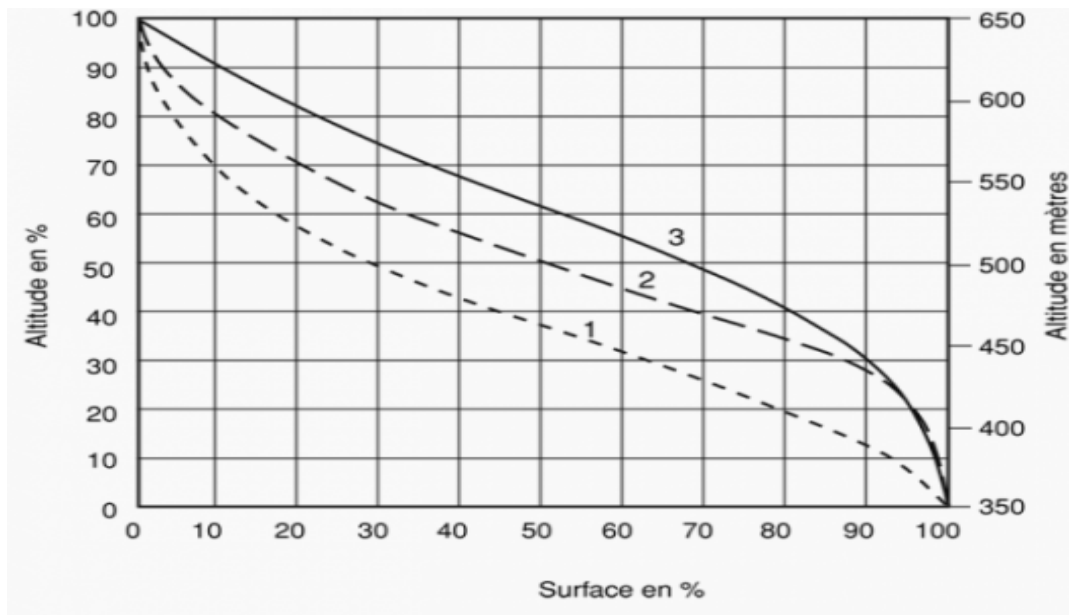


Figure 2.13 : les différentes courbes hypsométriques d'après Straller.

- pour les bassins plus jeunes (3), la superficie est faible par rapport au changement d'altitude initiale, ce qui est caractéristique des bassins abrupts ;
- les vieux bassins (1) présentent l'inverse ; c'est-à-dire, une plaine douce près d'un cours d'eau où l'altitude varie très peu malgré une superficie importante ;
- le bassin intermédiaire (2), se rapproche donc de l'état dit « mature », du moins selon cette classification du degré d'érosion associé à l'âge du bassin (A.GIRET 2007).

D'après la figure (2.12) nous remarquons que notre bassin versant d'Abid Chamlal est de forme convexe, et d'après la classification de Straller figure (2.13) notre bassin versant est mature (en équilibre).

b- Altitude

Altitude à 5% et 95%

A partir de la courbe hypsométrique figure, les altitudes à 5% et 95% de la surface du B.V sont déterminées. Soient :

- Altitude Z à 95% de la surface du B.V est de 99.5m
- Altitude Z à 5% de la surface du B.V est de 170.04m

La dénivelée D est obtenue par la différence entre ces altitudes :

$$D = Z_{5\%} - Z_{95\%}$$

✚ Altitude médiane

L'altitude médiane « $H_{\text{méd}}$ » correspond à l'altitude lue au point d'abscisse Z à 50% de la surface du bassin versant, sur la courbe hypsométrique figure (2.12).

$$H_{\text{méd}} = 142 \text{ m}$$

✚ Altitude moyenne « H_{moy} »

L'altitude moyenne « H_{moy} » du bassin est un indice importante qui correspond à la moyenne de la courbe hypsométrique, elle est déterminée par la somme du produit des surfaces partielles Si comprises entre les courbes de niveau, et des altitudes moyennes correspondantes h_i .

Le tableau (2.6) contient les éléments de calcul.

Tableau 2.6 : Les données pour le calcul de l'altitude moyenne

altitudes (m)	$(h_i+h_{i+1})/2(m)$	surface partielle (m2)	$S_i*(h_i+h_{i+1})/2 (m)$
80-90	85	17640	1499400
90-100	95	31720	3013400
100-110	105	50520	5304600
110-120	115	75240	8652600
120-130	125	88660	11082500
130-140	135	91600	12366000
140-150	145	109800	15921000
150-160	155	122100	18925500
160-170	165	50470	8327550
170-180	175	8198	1434650
total		645948	86527200

L'altitude moyenne du bassin versant entourant la retenue « Abid chamlal » est calculée à l'aide de l'expression 2.6 :

$$H_{\text{moy}} = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n \left[S_i \frac{h_i+h_{i+1}}{2} \right] \quad (2.6)$$

$$H_{\text{moy}}=133.95 \text{ m.}$$

Nous remarquons que dans notre cas l'altitude moyenne se rapproche de l'altitude médiane ce qui concerne les courbes hypsométrique à une pente régulière.

c- Indices de pente

L'indice de pente caractérise les pentes du bassin versant et permet sa classification. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

✚ Indice de pente globale « I_g »

L'indice de pente globale « I_g » permet de déduire la nature du relief en se référant à la classification de l'O.R.S.T.O.M (Office de la recherche scientifique et technique outre-mer) tableau (2.6). Il est exprimé par le rapport de la différence des altitudes des fréquences à 5% et à 95% sur la longueur du rectangle équivalent du bassin versant (J.P.Labord 2001)

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \quad (2.7)$$

Ce qui donne :

$$I_g = 7.18 \%$$

Tableau 2.7 : Variation de l'indice de pente global d'après l'O.R.S.T.O.M

Type de relief	Indice de pente
Relief très faible	$I_g < 0.002$
Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
Relief très fort	$0.1 < I_g$

L'indice de pente global du bassin versant est de 7.18% d'après la classification de l'O.R.S.T.O.M tableau (2.7), le bassin versant à un relief fort donc notre bassin versant a une forte pente.

✚ Indice de pente moyenne « I_{moy} »

La pente moyenne « I_{moy} » est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement ; donc sur le temps de concentration T_c et influence directement le débit de pointe lors d'une averse (Musy et Higy, 2004).

La valeur approchée de la pente moyenne est donnée par la relation 2.8 suivante :

$$I_{moy} = \frac{\delta_h \left(\frac{l_0 + l_n}{2} + l_1 + l_2 + \dots + l_{n-1} \right)}{s} \quad (2.8)$$

$$I_{moy} = 9.90 \%$$

L_i : L'écartement entre deux courbes de niveau consécutives.

δ_h - valeur des équidistances entre les courbes de niveau, m.

L'indice global de pente est assez proche de la pente moyenne du BV.

🚧 Indice de Roche « I_p »

L'indice de pente de roche caractérise la pente globale du bassin versant, il s'exprime par :

$$I_p = L^{-1/2} * \sum a_i * d_i$$

Avec :

L : longueur de rectangle équivalent

a_i : représente la fraction en % de la surface A comprise entre deux courbes de niveau

d_i : Distance entre deux courbes de niveau successive

Ce qui donne :

$$I_p = 31,19\%$$

2.5 Temps de concentration « T_c »

Le temps de concentration « T_c » des eaux se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire C'est une caractéristique importante d'un bassin versant (Musy et Higy, 2004).

2.5.1. Calcul de temps de concentration

Le calcul du temps de concentration est effectué sur la base des formules empiriques (p.dubreuil.1974) :

- **Formule de GIANDOTTI**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{h}}$$

Avec :

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

L : longueur de thalweg principal (km) ;

H : différence entre l'altitude moyenne et celle de l'exutoire (m).

- **Formule de KIRPICH**

$$T_c = 0.945 \frac{L^{1.155}}{D^{0.385}}$$

Avec :

D : la différence entre les extrémités du thalweg (m)

- **Formule de PASSINI**

$$T_C = 0.108 \frac{\sqrt[3]{SL}}{\sqrt{I_{\text{moy}}}}$$

Avec :

I_{moy} : Pente moyenne du bassin versant

Les résultats obtenus par ces différentes formules sont représentés sur le tableau (2.8)

Tableau (2.8) : Temps de concentration estimée par des différentes formules

Temps de concentration de GAINDOTTI TC(1)	0.76	heure
Temps de concentration de KIRPICH TC(2)	0.13	heure
Temps de concentration de PASSINI TC(3)	0.03	heure

Conclusion

L'étude hydrologique du bassin versant Abid Chamlal, nous a permis d'avoir les différents paramètres (Altitudes, rectangle équivalent, courbe hypsométrique... etc.) et indices (indice de pente moyenne et globale) relatifs aux caractéristique de la région d'étude.

L'importance du relief est apparue grâce au tracé de la courbe hypsométrique, d'où l'indice de pente globale qui est de 9.41% donc le relief est à forte pente.


La densité de drainage estimée à 3,103 km⁻¹ témoigne que notre bassin est imperméable.

Pour les besoins de calcul des apports et de la régularisation de la retenue « Abid Chamlal », nous récapitulons dans le tableau 2.9 qui suit les caractéristiques de notre bassin versant de notre retenue.

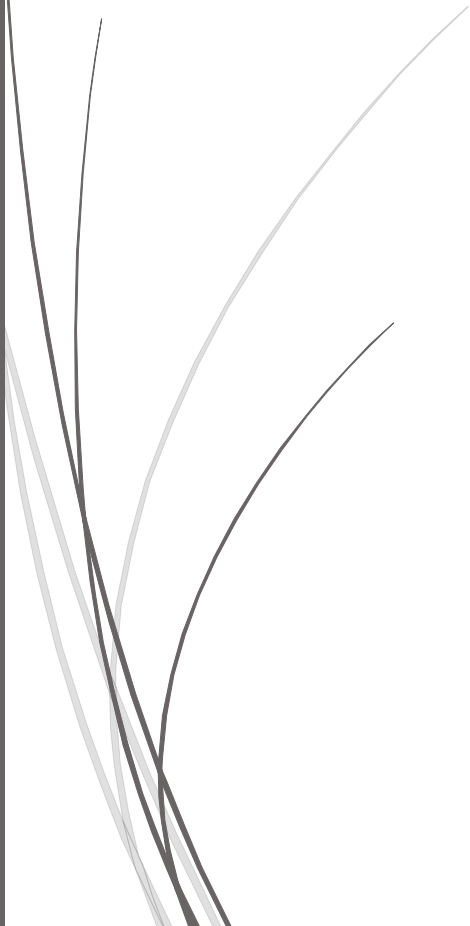
Tableau 2.9 : Récapitulatif des caractéristiques de bassin versant Abid Chamlal

Superficie BV	0,6459	Km ²
Périmètre du BV	3,280	Km
Langueur du talweg principale	0,826	Km
Altitude Maximale du bassin V	176,0	M
Altitude Minimale du bassin V	80,0	M
Largeur moyenne I_{moy}	0,78	Km
Coefficient de forme d'HORTON (C_a)	1,06	-
coefficient de compacité GRVILLUS KG	1,14	-
Largeur du rectangle	0,66	Km
Longueur du rectangle	1,0	Km
Calcul de l'altitude moyenne H_{moy}	133,95	M
calcul de pente moyen P_{moy}	9,90	%
Altitude médiane	142	M
Altitude à 5%	170.04	M
Altitude à 95 %	99.50	M
Indic Globale de pente	7.18	%

temps de concentration de GAINDOTTI TC (1)	0,76	heure
--	------	-------



Chapitre 3 : Etude du climat et les apports



Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéressons à l'étude des conditions climatiques (températures, précipitations, évaporation, vent et humidité) du bassin versant Abid chamlal, qui joue un rôle capital dans la régularisation d'une retenue. Pour ce faire, nous nous sommes servis des données recueillies au niveau de la station de Tizi Ouzou auprès de L'ANRH (Agence National des Resource Hydrique) et sur le site internet info climat.

3.1. Climat en Algérie

L'Algérie est un pays du Nord-africain, son climat est très différent entre les régions Nord, Sud, Est et Ouest. Il est de type méditerranéen au nord (été chaud et sec, hiver humide et frais), semi-aride sur les hauts plateaux (au centre du pays), et désertique dès que l'on franchit la chaîne de l'atlas saharien. Les précipitations sont caractérisées par une variabilité spatio-temporelle très marquante. La pluie annuelle décroît à mesure que l'on avance vers le sud et tombe à moins de 100 mm. Cette valeur étant habituellement considérée comme marquant le début du désert. Le même cas est observé de l'Est à l'Ouest ([https://www.meteo.dz > climatenalgerie](https://www.meteo.dz/climatenalgerie)).

3.2. Etude des températures

La température est un facteur déterminant dans l'établissement d'un bilan hydrologique, car les phénomènes de condensation et de l'évaporation sont intimement liés à ce paramètre. Elle permet, en effet, de caractériser le régime climatique d'une région (Musy, 2004).

Pour la région de Tizi Ouzou, les températures sont obtenues à partir de site internet info-climat. Pour l'année d'observations 2018 les variations mensuelles des températures de la station Tizi Ouzou sont illustrées dans le tableau (3.1).

Tableau 3.1 : Variation mensuelles des températures de la station Tizi Ouzou

Caractéristique	Janv.	Févr.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	An	Min	Max
T Max extrême (C°)	23	26	27,6	31,9	28	35,8	43,9	38,6	41	32,7	25,7	22,3	31,38	22,3	43,9
T Max moyennes	16,2	14,6	17,4	22,3	21,9	28,7	36,3	34,6	32	24,5	20,1	17,4	23,83	14,6	36,3
T Moy	11,8	10,6	14	17,2	17,6	22,7	29	27,8	26,2	20,1	16	12,8	18,82	10,6	29
T Min moyennes	7,5	6,7	10,4	11,9	13,5	16,9	21,5	20,7	20,4	15,5	11,6	8,1	13,73	6,7	21,5
T min extrême	4,8	2	4,3	5,6	8,8	12,7	17,5	15,9	14,3	10,1	6,4	5,4	8,98	2	17,5

Le Climat de Tizi Ouzou est définie par quatre saisons bien distinctes. Les températures moyennes varient de 10,6°C en février à 29 °C en juillet. En hiver, la température descend jusqu'à 2°C. En été, la température peut atteindre les 43,9 °C à l'ombre.

Pour mieux illustrer l'évolution de ces résultats des températures indiqués dans le tableau (3.1) on les représente sur la figure (3.1) suivante :

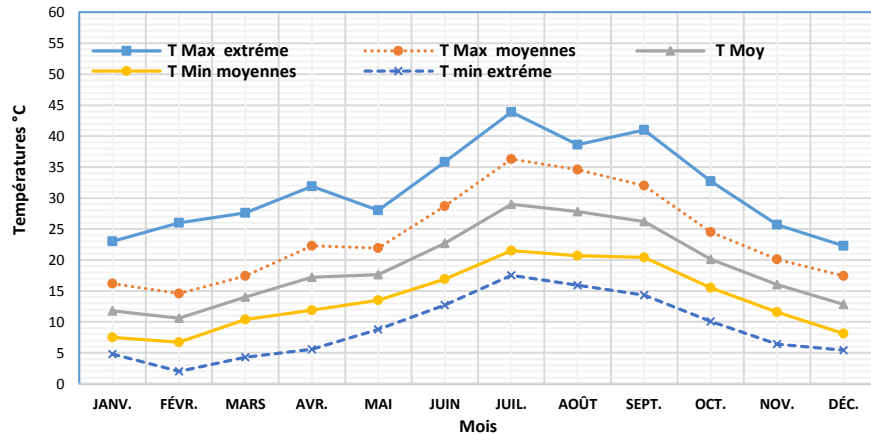


Figure 3.1: température à la station de Tizi Ouzou de l'année 2018

La variation de la température mensuelle pendant une année hydrologique est représentée dans la figure (3.2).

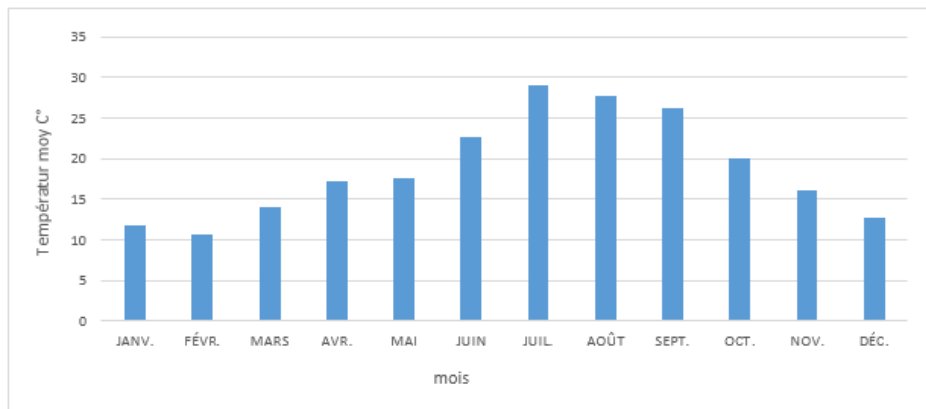


Figure 3.2 : Variation de la température durant l'année 2018.

D'après la figure 3.2 on constate que la température varie d'un mois à un autre et qu'elle atteint le maximum dans le mois de juillet avec 29 C° et le minimum dans le mois de février avec 10.6 C°.

3. 3. Etude des précipitations

Les précipitations constituent l'unique « entrée » des principaux systèmes hydrologiques que sont les bassins versants (Musy, 2004). Nous distinguons principalement trois types de précipitations : journalières, mensuelles et annuelles. Celles-ci sont utilisées en fonction type de projet d'étude (assainissement, irrigation et dimensionnement de retenues). Pour le cas de la régularisation, nous nous intéressons aux différentes précipitations prédéfinies.

3.3.1 Précipitation moyenne mensuelle

Afin d'étudier la répartition moyenne mensuelle des précipitations, notre choix est porté sur la station de Tizi Ouzou. Les résultats de la moyenne mensuelle de ces précipitations et leur répartition dans l'année ainsi que le nombre de jour d'apparition de la pluie sont présentés dans le tableau (3.2).

Tableau 3.2 : Les résultats des précipitations moyennes mensuelles à la station Tizi Ouzou de l'année(2018)

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	An	min	max
P_{mov} (mm)	31	107	188	99	30	34	0	0	41	182,3	170	43,8	926,1	0	188
P en (%)	3,35	11,55	20,30	10,69	3,24	3,67	0	0	4,43	19,68	18,36	4,73	100,00	0	20,30
Nbr de jr d'apparition de pluie	7	12	18	10	8	3	0	0	4	13	10	2	87	0	18

La relation $P_{men}=f(\text{temps})$ fait apparaitre quatre périodes selon l'indice saisonnière PAHE (printemps, automne, hiver, été) :

- une période de printemps (mars-mai) elle totalise 41.37% des précipitations ;
- une période d'automne (septembre-novembre) elle totalise 31.03% des précipitations;
- une période d'hiver allant de (décembre-février) elle totalise 24.13% des précipitations ;
- une période d'été (juin-aout) elle totalise 3.44% des précipitations.

La figure 3.3 représente le nombre de jour d'apparition de la pluie pour chaque mois. Nous constatons que 80% des précipitations tombent entre octobre et avril avec une moyenne de 13 à 18 jours par mois et un total 87 jours annuels.

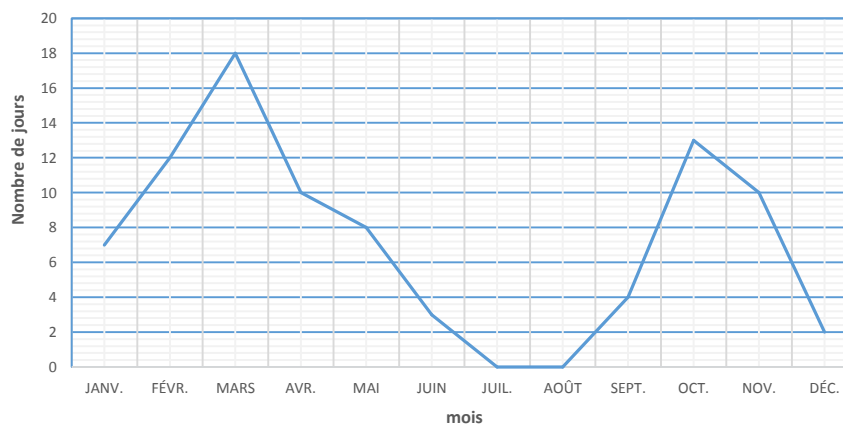


Figure 3.3 : Nombre de jour d'apparition de la pluie.

3.3.2 Diagramme ombro-thermique

Le diagramme ombro-thermiques figure 3.4 montre que les températures sont basses lorsqu'il pleut (hiver) et inversement élevées lorsque les pluies sont réduites (période estivale).

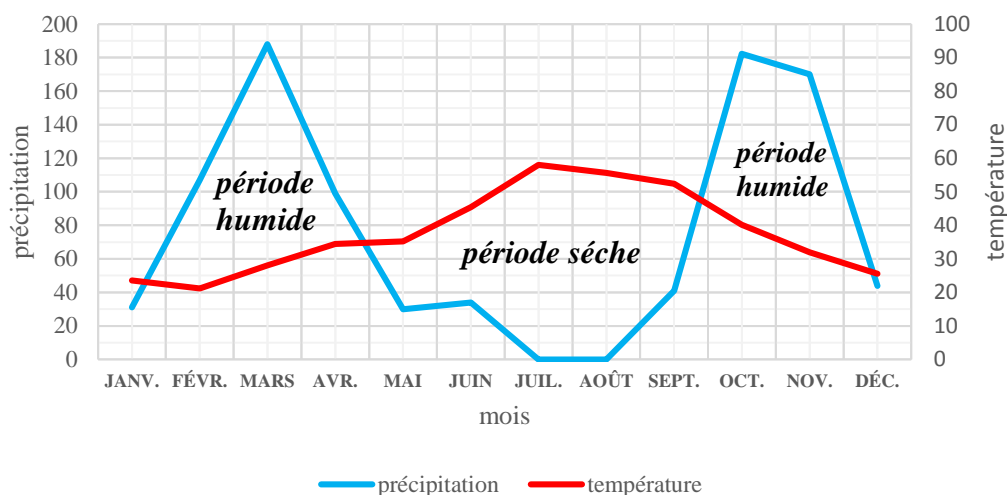


Figure 3.4 : diagramme ombro-thermique

3.3.3 Calcul des précipitations moyennes annuelles

Les précipitations moyennes annuelles sont calculées sur la base des précipitations mensuelles enregistrées au niveau de la station pluviométrique de Tizi Ouzou. Ces précipitations nous ont été fournies par l'ANRH (tableau 3.3)

Tableau 3.3 : Les précipitations moyennes annuelles de la station de Tizi Ouzou (1995-2018)

années	sept	oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout
1995	7,4	24,3	27,2	81,2	148,2	215,3	67,2	159,1	54,4	19,6	7,6	11,2
1996	36,3	99,9	73,2	83,9	49,6	17,2	23,8	71,2	24,6	4,4	0,6	15,3
1997	41,8	93	213,1	143,8	57,4	160,1	67,3	101,3	231,1	0,7	0	3,6
1998	26,3	84,1	125,7	99,1	113,8	99,8	75,7	17,7	44,1	0,6	0	2,6
1999	29,9	15	152,9	217,2	21,1	5,8	7,1	36,5	64,3	6,3	0	0,3
2000	6,4	51,9	82,7	75,3	227	77,3	2,6	38,7	44,1	0	0	0,9
2001	38,3	7	60,4	69,8	86,2	34,2	47,3	54,3	37,7	1,5	1,7	23,4
2002	24,8	39,1	200,9	276,7	316,2	105,4	49,3	162,5	34,8	2,8	3,7	1,3
2003	33,1	66,8	91,3	171,6	126,6	49,9	53,1	90,4	135,1	1,6	2,2	10,9
2004	20,4	37,1	118	213,2	138,7	123,4	27,3	13,8	2,3	0	1,4	0,7
2005	19,6	53,6	76,2	99,5	140,1	199,4	35,5	13,8	80,6	3,9	1	9,4
2006	36,4	11,7	7,8	161,8	10,5	61	258,6	204,5	17,2	10	9,4	4,2
2007	60	241,7	227,2	111,9	8,7	15,2	97,1	36,9	104,9	13,8	14,2	0
2008	38,6	64,1	192,9	126,1	250,4	40,1	86,3	126,8	74	0	3,1	8,4
2009	153,1	48,1	123,2	148,7	101,6	58,8	112,7	99,6	75,4	25,8	0,6	16,2
2010	23	143,9	162,8	85	99,1	162,5	71,2	98,5	129,6	36,7	3,9	0,4
2011	3,8	44,8	147,5	123,3	81,3	311,7	96	168,2	40,8	1	0,9	9,5
2012	7,60	88,80	71,40	36,60	221,10	196,60	85,90	67,10	148,30	0	0	13,40
2013	34,80	42,60	169,00	98,50	113,30	118,30	194,10	3,60	9,20	48,60	0,10	3,10
2014	18,70	35,00	65,50	302,30	229,40	208,70	80,50	0,60	13,30	13,40	0,20	1,80
2015	46,80	68,20	116,00	0	67,80	114,30	209,60	63,30	81,20	4,90	0	0
2016	2,90	13,80	75,20	131,00	271,90	35,20	32,70	34,20	0,50	21,30	0	0
2017	39,20	38,40	149,70	153,50	35,80	121,50	205,70	135,40	32,90	35,70	0	0
2018	41	182,3	170	43,8	31	107	188	99	30	34	0	0

a- analyse statistique des données

- **moyenne annuelle « Po »**

Les précipitations moyennes annuelles « Po » (P. Dubreuil, 1974) sont calculées à partir de la relation (3.1) est sont inscrite dans le tableau 3.4:

$$P_o = \frac{\sum P_i}{n} \quad (3.1)$$

Avec :

Pi : précipitation moyenne mensuelle (mm)

n : nombre d'années d'observation

Calcul de l'écart type :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (P_i - P_o)^2}{(n-1)}} \quad (3.2)$$

Calcul de coefficient de variation :

$$C_v = \frac{\sigma}{P_o} \quad (3.3)$$

Soit :

$$\sigma = 196.17$$

$$C_v = 0.24$$

Nous remarquons que $C_v < 0,5$ ce qui veut dire que notre série est homogène

3.3.4 Calcul des précipitations maximales journalières « Pjmax »

Les précipitations maximales journalières « P_{jmax} » sont calculées en fonction de la pluie moyenne annuelle Po, en utilisant la relation de M. BODY établie pour la wilaya de Tizi Ouzou (Bouzelha et Ben Si Said 2016).

$$P_{jmax} = 0.62P_o + 13,20 \quad (3.4)$$

Les résultats des précipitations sont illustrés dans le tableau 3.4

Tableau 3.4 : présentation des précipitations moyennes annuelles et maximales journalières

années	sept	oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aou	annuel (mm)	Po (mm)	Pjmax(mm)
1995	7,4	24,3	27,2	81,2	148,2	215,3	67,2	159,1	54,4	19,6	7,6	11,2	822,70	68,56	55,71
1996	36,3	99,9	73,2	83,9	49,6	17,2	23,8	71,2	24,6	4,4	0,6	15,3	500,00	41,67	39,03
1997	41,8	93	213,1	143,8	57,4	160,1	67,3	101,3	231,1	0,7	0	3,6	1113,20	92,77	70,72
1998	26,3	84,1	125,7	99,1	113,8	99,8	75,7	17,7	44,1	0,6	0	2,6	689,50	57,46	48,82
1999	29,9	15	152,9	217,2	21,1	5,8	7,1	36,5	64,3	6,3	0	0,3	556,40	46,37	41,95
2000	6,4	51,9	82,7	75,3	227	77,3	2,6	38,7	44,1	0	0	0,9	606,90	50,58	44,56
2001	38,3	7	60,4	69,8	86,2	34,2	47,3	54,3	37,7	1,5	1,7	23,4	461,80	38,48	37,06
2002	24,8	39,1	200,9	276,7	316,2	105,4	49,3	162,5	34,8	2,8	3,7	1,3	1217,50	101,4	76,10
2003	33,1	66,8	91,3	171,6	126,6	49,9	53,1	90,4	135,1	1,6	2,2	10,9	832,60	69,38	56,22
2004	20,4	37,1	118	213,2	138,7	123,4	27,3	13,8	2,3	0	1,4	0,7	696,30	58,03	49,18
2005	19,6	53,6	76,2	99,5	140,1	199,4	35,5	13,8	80,6	3,9	1	9,4	732,60	61,05	51,05
2006	36,4	11,7	7,8	161,8	10,5	61	258,6	204,5	17,2	10	9,4	4,2	793,10	66,09	54,18
2007	60	241,7	227,2	111,9	8,7	15,2	97,1	36,9	104,9	13,8	14,2	0	931,60	77,63	61,33
2008	38,6	64,1	192,9	126,1	250,4	40,1	86,3	126,8	74	0	3,1	8,4	1010,80	84,23	65,42
2009	153,1	48,1	123,2	148,7	101,6	58,8	112,7	99,6	75,4	25,8	0,6	16,2	963,80	80,32	63,00
2010	23	143,9	162,8	85	99,1	162,5	71,2	98,5	129,6	36,7	3,9	0,4	1016,60	84,72	65,72
2011	3,8	44,8	147,5	123,3	81,3	311,7	96	168,2	40,8	1	0,9	9,5	1028,80	85,73	66,35
2012	7,60	88,80	71,40	36,60	221,1	196,6	85,90	67,10	148,3	0	0	13,4	936,80	78,07	61,60
2013	34,80	42,60	169,0	98,50	113,3	118,3	194,1	3,60	9,20	48,60	0,10	3,10	835,20	69,60	56,35
2014	18,70	35,00	65,50	302,3	229,4	208,7	80,50	0,60	13,30	13,40	0,20	1,80	969,40	80,78	63,29
2015	46,80	68,20	116,0	0	67,80	114,3	209,6	63,30	81,20	4,90	0	0	772,10	64,34	53,09
2016	2,90	13,80	75,20	131,0	271,9	35,20	32,70	34,20	0,50	21,30	0	0	618,70	51,56	45,17
2017	39,20	38,40	149,7	153,5	35,80	121,5	205,7	135,4	32,90	35,70	0	0	947,80	78,98	62,17
2018	41	182,3	170	43,8	31	107	188	99	30	34	0	0	926,10	77,18	61,05
moyenne	32,93	66,47	120,8	127,2	122,7	109,9	90,61	79,04	62,93	11,94	2,11	5,69	832,51	69,38	56,21
écart type	29,59	55,81	58,95	71,89	87,94	77,23	70,03	57,77	54,80	14,45	3,56	6,57	196,17	16,35	10,14
Cv	0,90	0,84	0,49	0,56	0,72	0,70	0,77	0,73	0,87	1,21	1,69	1,15	0,24	0,02	0,180

Le tableau (3.5) ci-dessous donne la répartition moyenne interannuelle établie sur la base des observations faites sur station de Tizi-Ouzou.

Tableau 3.5 : Répartition moyenne interannuelle des précipitations

Mois	sept	oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	annuel (mm)
P(moyenne)	32,93	66,47	120,82	127,24	122,78	109,95	90,61	79,04	62,93	11,94	2,11	5,69	832,51
P(%)	3,95	7,98	14,51	15,28	14,75	13,21	10,88	9,49	7,56	1,43	0,25	0,68	100,00

La figure 3.8 nous donne un aperçu sur l'évolution interannuelle des précipitations, nous remarquons que le mois de décembre est le mois le plus pluvieux de l'année avec une moyenne de 127.24mm et le mois de juillet est le mois le moins sèche avec une moyenne de 2.11.

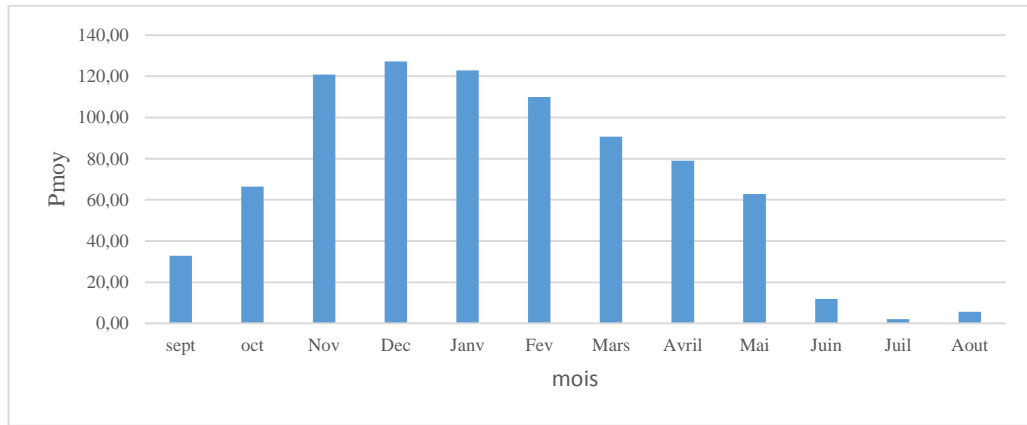


Figure 3.8 Répartition moyenne interannuelle des précipitations

3.3.5 Précipitations maximales journalières fréquentielles « Pjmax% »

La détermination des précipitations maximales journalières fréquentielles est effectuée moyennant les deux lois suivantes (P. Dubreuil, 1974) :

- **Loi de Galton**

$$P_{jmax\%} = \frac{P_{jmax}}{\sqrt{Cv^2+1}} e^{U\sqrt{\ln(Cv^2+1)}} \tag{3.5}$$

- **Loi de Gauss (loi normale)**

$$P_{jmax\%} = P_o + \sigma U \tag{3.6}$$

Les valeurs de la variable de Gauss (U), pour les différentes périodes de retours, sont résumées dans le tableau 3.6 qui suit (AGC) :

Tableau 3.6 : Valeurs de la variable de Gauss (U)

périodes de retour 1fois tout	2ans	4ans	5ans	10ans	20ans	25ans	50ans	100ans
variable de gauss U	-	0,68	0,84	1,28	1,64	1,75	2,05	2,33

Les résultats de précipitations maximales journalières fréquentielles sont illustrés dans le tableau (3.7)

Tableau 3.7: Valeurs de Pjmax%

période de retour	Po (mm)	écart type	Cv	U	Pjmax% Galton	Pjmax Gausse	Pjmax retenue (mm)
10ans	69,38	10,14	0,18	1,28	69,58	82,37	82,37
20ans	69,38	10,14	0,18	1,64	74,23	86,04	74,23
25ans	69,38	10,14	0,18	1,75	75,67	87,12	75,67
50ans	69,38	10,14	0,18	2,05	79,88	90,19	79,88
100ans	69,38	10,14	0,18	2,33	83,92	92,99	83,92

Remarque

Les précipitations maximales journalières fréquentielles $P_{j\max\%}$ adoptées pour le calcul des intensités pluviométriques fréquentielles, représentent les valeurs maximales entre celles données par Galton et Gauss.

3.3.6. Calcul des intensités pluviométriques fréquentielles « $I_f\%$ »

Les intensités pluviométriques fréquentielles sont calculées par la formule de MONTANA, en fonction des précipitations maximales journalières fréquentielles, comme suit :

$$I_{\%} = \frac{P_{\max.j\%}}{24} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \frac{10000}{3600} \quad (3.7)$$

Avec :

t: durée de l'averse, prise égale à 0,33 heures (20mn) pour note région (ANRH),

b: exposant climatique, pris égal à 0,42 pour la wilaya de Tizi Ouzou (ANRH).

Les valeurs d'intensités pluviométriques fréquentielles obtenues sont données dans le tableau 3.8.

Tableau 3.8 : Intensités pluviométriques fréquentielles

période T	T(h)	b	max $P_{j\max\%}$ (mm)	$I_{\%}$ (l/s/ha)
10 ans	0,33	0,42	82,37	114,56
20ans	0,33	0,42	74,23	103,24
25ans	0,33	0,42	75,67	105,24
50ans	0,33	0,42	79,88	111,10
100ans	0,33	0,42	83,92	116,72

3.4 Paramètres secondaire**3.4.1. L'évaporation**

Les pertes par évaporation peuvent être estimées sur la base des mesures disponibles dans les retenues avoisinantes ou dans la station météorologique la plus proche. Il faut tenir compte que les données mesurées avec un évaporomètre type bac doivent être corrigées par un coefficient de réduction (généralement 0,86) pour être applicables à la surface d'un lac (PNUD). pour notre cas on a utilisé le bac US du Weather Bureau (bac classe A) à un diamètre de 121.9 cm et une profondeur de 25.4cm, avec une surface de 1.16m², figure 3.6. Pour avoir les résultats de la lame évaporé pour une surface de 1m² nous divisons le résultat sur la surface de bac classe A = 1.16m². (Musy, Christophe, 2004)

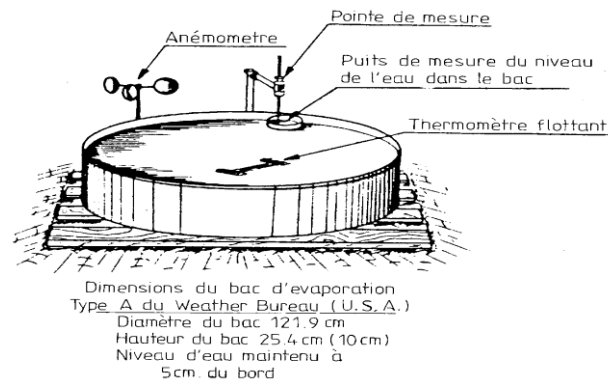


Figure 3.6 : Bac d'évaporation (classe A) du US Weather Bureau (d'après REMENIERAS - 1972).

Les valeurs moyennes de l'évaporation moyenne mensuelle pour la station de Tizi Ouzou sont recueillies auprès de l'agence nationale des ressources hydrique (ANRH) et sont illustrées dans le tableau (3.9).

Tableau (3.9) : Répartition de l'évaporation moyenne mensuelle

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	somme
E, mm	155,00	117,00	66,00	47,00	48,00	56,00	71,00	94,00	103,00	178,00	182,00	197,00	1314,00
%	11,80	8,90	5,02	3,58	3,65	4,26	5,40	7,15	7,84	13,55	13,85	14,99	100,00

La variation de l'évaporation pendant une année est représentée sur la figure 3.9.

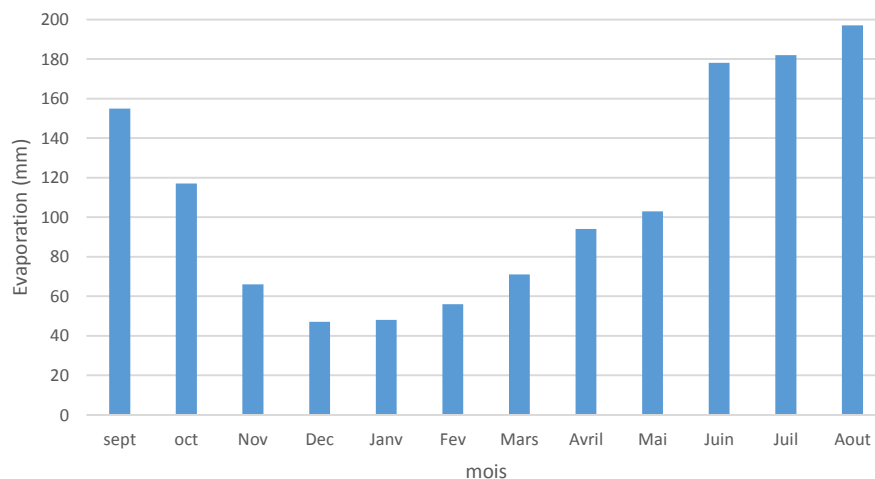


Figure 3.7 : l'évaporation moyenne mensuelle.

Nous constatons que l'évaporation est variée dans l'année, elle est importante en été avec une valeur maximum de 197mm en mois d'aout, et elle est faible en hiver avec une valeur minimum de 47mm en mois de décembre.

3.5. Etude des apports liquides

La lame d'eau écoulée est le rapport entre le volume de pluie précipité et leur déficit par les phénomènes (évaporation, infiltration, évapotranspiration). L'écoulement se déclenche si les précipitations sont supérieures aux infiltrations et si ces précipitations ne peuvent être absorbées. Ces eaux ruissellent constituent aussi sous forme d'écoulement de base ou « apport liquide ».

3.5.1. Estimation de l'apport moyen annuel

Plusieurs relations pour l'évaluation des apports liquides sont développées par différents auteurs depuis 1948. Le calcul de l'apport moyen annuel liquide (A en hm³), la lame d'eau (Le en mm), le débit spécifique (qs en l/s.km³) et le débit (Q en m³/s) est obtenu à partir des formules empiriques suivantes

a - Relations de COUTAGNE

(MEDINGER et al. 1948) ont mis au point les premières relations empiriques d'estimation des apports des cours d'eau algériens. Ces équations de forme linéaire donnent une augmentation des apports proportionnelle aux précipitations. Elles ont été mises au point à partir des informations du recueil des observations de 1924 à 1946 (monographie hydrologique éditée par les services de la colonisation) concernant 9 cours d'eau seulement. Après analyse des travaux des auteurs précédents, COUTAGNE propose des relations non linéaires, qui sont :

✚ Première relation

Lame écoulé (Le en mm)

$$\mathbf{Le = 1.024(Pa - 0.26)^2} \quad (3.8)$$

Avec :

Le : Lame d'eau écoulée (mm) ;

P : Pluie moyenne annuelle (m).

$$Le = 1.024(832.51 * 10^{-3} - 0.26)^2 * 10^3$$

$$Le = 335.64 \text{ mm}$$

Apport liquide (hm³)

$$\mathbf{A = Le * S} \quad (3.9)$$

Avec :

A : Apport moyen annuel (hm³)

S : Surface du bassin versant (Km²)

$$A = 335.64 * 10^{-3} * 0.6459$$

$$A = 0.2168 \text{ hm}^3$$

Débit spécifique (l/s.km²)

$$qs = Le * t' \quad (3.10)$$

t' : étant le temps d'une année en seconde

$$t' = 365 * 24 * 3600 = 31536000 \text{ s}$$

$$qs = 335.64 * 10^{-9} * 31536000$$

$$qs = 10.64 \text{ L/s.km}^2$$

Debit (m³/s)

$$Q = qs * s \quad (3.11)$$

$$Q = 10.64 * 10^{-3} * 0.6459$$

$$Q = 0.00687 \text{ m}^3/\text{s}$$

✚ Deuxième relation

Lame écoulé (Le en mm)

$$Le = (0.164 - 0.00145 * \sqrt{S}) * Pa \quad (3.12)$$

$$Le = (0.146 - 0.00145 * \sqrt{0.6459}) * 832.51$$

$$le = 135.56 \text{ mm}$$

Apport liquide (hm³)

$$A = Le * S \quad (3.13)$$

$$A = 135.56 * 10^{-3} * 0.6459$$

$$A = 0.09 \text{ hm}^3$$

Débit spécifique (l/s.km²)

$$qs = Le * t' \quad (3.14)$$

$$qs = 135.56 * 10^{-9} * 31536000$$

$$qs = 4.30 \text{ l/s.km}^2$$

Debit (m³/s)

$$Q = qs * s \quad (3.15)$$

$$Q = 4.30 * 10^{-3} * 0.6459$$

$$Q = 0.00278 \text{ m}^3/\text{s}$$

b. Relation de DERI(1977)

DERI (1977) présente plusieurs relations d'évaluation des apports liquides. Nous avons retenu trois d'entre elles :

✚ Formule de DERI I

Le volume (hm³)

$$V = 0.915 * Pa^{2.684} * S^{0.842} \quad (3.16)$$

$$V = 0.915 * (832.51 * 10^{-3})^{2.684} * 0.6459^{0.842}$$

$$V = 0.39 \text{ hm}^3$$

Lame écoulé (Le en mm)

$$Le = \frac{A}{S} \quad (3.17)$$

$$Le = \frac{0.39 * 1000}{0.6459}$$

$$Le = 599.44 \text{ mm}$$

Débit spécifique (l/s.km²)

$$qs = Le * t' \quad (3.18)$$

$$qs = 599.44 * 10^{-9} * 31536000$$

$$qs = 19.01 \text{ l/s.km}^2$$

Debit (m³/s)

$$Q = qs * s \quad (3.19)$$

$$Q = 19.01 * 10^{-3} * 0.6459$$

$$Q = 0.01228 \text{ m}^3/\text{s}$$

✚ Formule de DERI II

Le volume (hm³)

$$V = 0.31 * Pa^{3.032} * S^{1.016} \quad (3.20)$$

$$V = 0.31 * (832.51 * 10^{-3})^{3.032} * 0.6459^{1.016}$$

$$V = 0.11 \text{ hm}^3$$

Lame écoulé (Le en mm)

$$Le = \frac{A}{S} \quad (3.21)$$

$$Le = \frac{0.11 * 1000}{0.6459}$$

$$Le = 176.58 \text{ mm}$$

Débit spécifique (l/s.km²)

$$qs = Le * t' \quad (3.22)$$

$$qs = 176.58 * 10^{-9} * 31536000$$

$$qs = 5.60 \text{ l/s.km}^2$$

Debit (m³/s)

$$Q = qs * s \quad (3.23)$$

$$Q = 5.60 * 10^{-3} * 0.6459$$

$$Q = 0.00362 \text{ m}^3/\text{s}$$

Formule de DERI III

Débit spécifique (l/s.km²)

$$qs = 11.8 * Pa^{2.82} \quad (3.24)$$

$$qs = 11.8 * (832.51 * 10^{-3})^{2.82}$$

$$qs = 7.04 \text{ l/s.km}^3$$

Le paramètre Le (mm)

$$Le = \frac{qs}{t'} \quad (3.25)$$

$$le = \frac{7.04 * 10^9}{24 * 365 * 3600}$$

$$le = 221.92$$

Le volume (hm³)

$$A = Le * S \quad (3.26)$$

$$A = 221.92 * 10^{-3} * 0.6459$$

$$A = 0.14 \text{ hm}^3$$

Debit (m³/s)

$$Q = qs * s \quad (3.27)$$

$$Q = 7.04 * 10^{-3} * 0.6459$$

$$Q = 0.00455 \text{ m}^3/\text{s}$$

c. Formule de SAMIE

En synthétisant les travaux de RIBES, CARDONA (1955-1956) sur la Mina, SAMIE affine les relations précédentes et obtient l'équation ci- après :

Le paramètre Le (mm)

$$Le = 0.736(Pa - 0.232)^2 \quad (3.28)$$

$$Le = 0.736(0.832 - 0.232)^2$$

$$Le = 265.41 \text{ mm}$$

Apport liquide (hm³)

$$A = Le * S \quad (3.29)$$

$$A = 265.41 * 10^{-3} * 0.6459$$

$$A = 0.17 \text{ hm}^3$$

Débit spécifique (l/s.km²)

$$qs = Le * t' \quad (3.30)$$

$$qs = 0.17 * 10^{-9} * 31536000$$

$$qs = 8.42 \text{ l/s.km}^2$$

Debit (m³/s)

$$Q = qs * s \quad (3.31)$$

$$Q = 8.42 * 10^{-3} * 0.6459$$

$$Q = 0.00544 \text{ m}^3/\text{s}$$

d. Formule de PADOUN(1993)**Débit spécifique (l/s.km²)**

$$q_s = K_h (0.0019 P_a)^{3.57} \quad (3.32)$$

Avec :

P_a : précipitation moyenne annuelle (m)

q_s : débit spécifique d'écoulement annuel exprimé en (l/s/Km²)

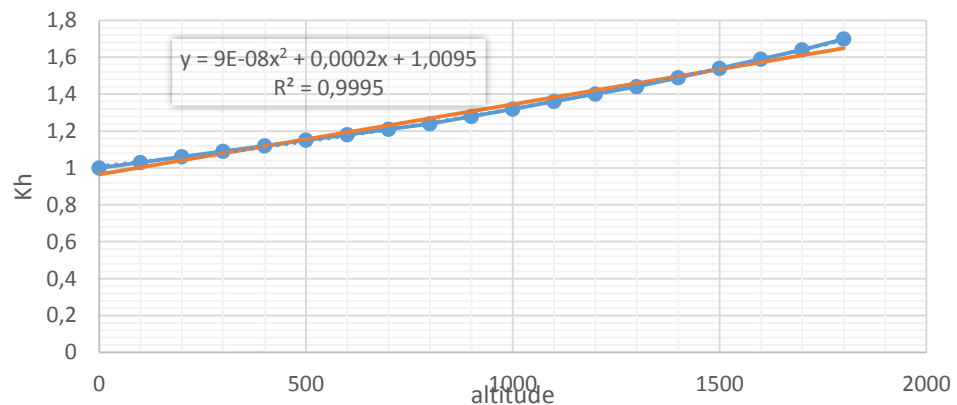
K_h : coefficient tenant compte de l'augmentation du débit spécifique en fonction de l'altitude moyenne, il est tiré du tableau 3.10

Tableau 3.10 : coefficient K_h dans la relation de PADOUN

altitude (m)	k_h
0	1
100	1,03
200	1,06
300	1,09
400	1,12
500	1,15
600	1,18
700	1,21
800	1,24
900	1,28
1000	1,32
1100	1,36
1200	1,4
1300	1,44
1400	1,49
1500	1,54
1600	1,59
1700	1,64
1800	1,7

Pour avoir le coefficient k_h correspondant à notre bassin versant, en premier lieu nous procédons au tracé du graphe des altitudes en fonction de coefficient k_h .

La courbe de tendance proposée, permet de calculer le coefficient k_h en fonction de n'importe qu'elle altitude.

Figure 3.8 : Altitudes en fonction de k_h

La courbe de tendance nous donne l'équation (3.33) avec un coefficient de corrélation de 0.9995.

$$K_h = 9E-08(Alt_{moy})^2 + 0,0002(Alt_{moy}) + 1,0095 \quad (3.33)$$

Pour l'altitude moyenne de 133,95m, nous obtenons $k_h=1,04$

En fin :

$$q_s=5.33 \text{ l/s.km}^3$$

Le paramètre Le (mm)

$$\mathbf{Le = \frac{qs}{t_r}} \quad (3.34)$$

$$le = \frac{5.33 \cdot 10^9}{24 \cdot 365 \cdot 3600}$$

$$le = 169.16$$

Le volume (hm³)

$$\mathbf{A = Le * S} \quad (3.35)$$

$$A = 169.16 * 10^{-3} * 0.6459$$

$$A = 0.11 \text{ hm}^3$$

Debit (m³/s)

$$\mathbf{Q = qs * s} \quad (3.36)$$

$$Q = 0,11 * 10^{-3} * 0.6459$$

$$Q = 0.00345 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le récapitulatif des résultats de calculs des apports pour les différentes formules empiriques présentées sont données dans le tableau 3.11

Tableau 3.11 : récapitulatif des résultats de calcul des apports annuels

Relation de calcul	paramètre	APPORT LIQUIDE	Débit spécifique	Débits
	mm	hm ³	l/s.km ²	m ³ /s
COUTAGNE I	335,64	0,22	10,64	0,00687
COUTAGNE II	135,56	0,09	4,30	0,00278
DERI I	599,44	0,39	19,01	0,01228
DERI II	176,58	0,11	5,60	0,00362
DERI III	221,92	0,14	7,04	0,00455
SAMIE	265,41	0,17	8,42	0,00544
PADOUN	169,16	0,11	5,33	0,00345
valeur retenue	599,44	0,39	19,01	0,01228

Après analyse des résultats des différentes formules nous retenons l'apport maximal donné par la formule de DERI (I), la valeur de l'apport liquide est de 0.39 hm³/an engendrant la lame d'eau ruisselée de : 599.44 mm

3.5.2 Répartition des apports liquides moyens annuels.

Tableau 3.12. Distribution des apports liquides moyens annuels.

Mois	sept	oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	annuel (mm)
P(%)	3,95	7,98	14,51	15,28	14,75	13,21	10,88	9,49	7,56	1,43	0,25	0,68	100,00
Ap liquide (m ³)	15312,43	30911,65	56192,08	59176,28	57102,84	51132,51	42139,22	36759,91	29268,40	5553,71	980,52	2647,02	387176,57

3.6 Etude fréquentielle des apports liquides

3.6.1 Coefficient de variation

PADOUN est le premier auteur à avoir établi une relation empirique pour l'évaluation du coefficient de variation (cv) .ce coefficient est important pour l'estimation des apports liquides fréquents (apports garantis pour les besoins de l'irrigation, l'AEP, la régularisation de barrage, les étiages, etc....) lorsqu'il y a absence de données d'observations.

$$C_v = \frac{0.93}{(q_s)^{0.23}} \quad (3.37)$$

Avec :

Cv : coefficient de variation

qs : débit spécifique en l/s.km²

Soit : $C_v=0,63$

3.6.2 Détermination des apports fréquents

La correspondance des fréquences des apports et des précipitations annuels, souvent adoptée comme hypothèse de travail pour calculer l'apport fréquentiel à partir de la pluviométrie de même fréquence, n'est pas toujours et partout vérifiée. C'est pourquoi on préconise, pour le calcul de l'apport fréquentiel, d'utiliser des lois d'ajustement statistique (Gauss, Galton ou Pearson III). Leur utilisation nécessite la connaissance de deux paramètres: la moyenne et l'écart type ou le coefficient de variation. (PNUD)

En définitive, en utilisant la loi de Gauss, l'apport annuel de fréquence F est exprimé par la relation (3.38):

$$A_f = A(1 - U_f * C_v * K) \quad (3.38)$$

Avec :

A : apport moyen annuel

Cv : coefficient de variation

U_f: Variable réduite de Gauss, est fonction de de la fréquence.

K : coefficient de réduction (K) qui est en fonction de la part prise par l'écoulement souterrain dans l'écoulement global, tableau 3.13 :

Tableau 3.13 : coefficient de réduction (k)

Pourcentage de l'écoulement souterrain	0	10	20	30	40	50	60	70
K	1	0,81	0,67	0,55	0,45	0,37	0,3	0,25

Dans notre cas on prend le cas le plus favorable : $k=1$

Le résultat pour différentes fréquences sont établis dans le tableau (3.14) suivant :

Tableau 3.14 : résultat des apports fréquentiel

période de retour	2ans	4ans	5ans	10ans	20ans	25ans	50ans	100ans
variable de gausse U	-	0,68	0,84	1,28	1,64	1,75	2,05	2,33
Cv	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
k	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
l'apport fréquentiel (PNUD)	387 176,57	221 804,55	180 890,29	73 092,23	- 15 596,18	- 41 810,71	- 116 044,37	- 183 663,15

Pour la disponibilité en eau des besoins agricoles généralement on considère la fréquence $F = 80\%$, avec laquelle $U_f = 0,841$ (PNUD) et donc: $A_{f80\%} = 180890.29m^3$

Après avoir calculé l'apport liquide à la fréquence 80% nous effectuons la distribution des Apports Liquides Fréquentielles de Fréquence 80 % tableau 3.15 :

Tableau 3.15 .Distribution des apports liquides fréquentielles de fréquence 80 %

Mois	sept	oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	An (mm)
P(%)	3,95	7,98	14,51	15,28	14,75	13,21	10,88	9,49	7,56	1,43	0,25	0,68	100,00
$A_{f80\%}$ (m ³)	7154,02	14442,03	26253,14	27647,37	26678,65	23889,29	19687,59	17174,36	13674,30	2594,71	458,10	1236,70	180 890,2

3.7 L'apport solide

Il est par définition la quantité des sédiments (ou débit solide) transportée par un cours d'eau. Ce phénomène est limité par la quantité de matériaux susceptible d'être transportée (selon la fourniture sédimentaire).

3.7.1 Modes du Transport solide :

Le transport solide total de sédiments est l'ensemble du transport des particules qui passent dans une section du cours d'eau, les sédiments sont transportés par plusieurs modes

- **Charriage** : Si les particules restent en contact étroit avec le fond, elles se déplacent en glissant, roulant ou sautant. Ce mode concerne les particules relativement grandes (sables, gravier, galets et blocs), de diamètre supérieur à 1mm

• **En Suspension** : Les particules restent occasionnellement en contact avec le fond, elles se déplacent par bonds et restent souvent entourées d'eau. Cela concerne les particules relativement fines (argiles, limons, sables fins), de taille micronique.

3.7.2 Application des formules empiriques

Les relations empiriques les plus largement utilisées en Algérie sont les suivantes: Tixeront, Gavrilovic. Certaines de ces formules expriment les résultats en (t/km²/an), où ne prennent pas en considération le transport solide en charriage, dans ces cas nous considérons:

- Densité volumétrique des sédiments (γ_{mh}) de 1,3 t/m³ de vase ;
- Et un taux de charriage de 20% des sédiments en suspensions.

➤ Formule de Tixeront

La relation de TIXERONT, donne les apports solides spécifiques Ta (t/km².an) en fonctions de l'apport moyen annuel (mm) et de la perméabilité des bassins :

$$q_{ss} = \alpha * A^{0,15} \quad (3.39)$$

Avec :

q_{ss} : l'apport solide moyen annuel en suspension exprimé en t/km²/an ;

A : lame ruisselée exprimée en mm ;

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant

Tableau 3.16 : Valeur de α en fonction de la perméabilité

variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
faible à moyenne	350
Faible	1400
imperméable	3200

Notre bassin possède une perméabilité faible à moyenne donc : $\alpha=350$

Ce qui donne :

$$q_{ss}=913.54 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

➤ **Formule de Gavrilovic**

Il a défini l'érosion spécifique, comme étant proportionnelle à la température, à la pluie et à un coefficient d'érosion.

$$q_{ss} = q_{sp} * C_{rm} \quad (3.40)$$

q_{sp} : est le taux de production annuelle de matériaux (suspension et le charriage) en $m^3 / km^2 . an$.
Il se calcule selon la relation (3.41) ci-après:

$$q_{sp} = C_t * P_a * \pi * \sqrt{Z^3} \quad (3.41)$$

Avec :

P_a : précipitations moyennes annuelles exprimé en mm; $P_a = 832.51$

Z : un coefficient d'érosion relative tabulé en fonction de la description du bassin versant, pour un terrain avec un niveau d'érosion déterminé

Tableau 3.17 Coefficient énergétique Z

type d'érosion	très faible	faible	moyenne	Elevée	excessive
Z	0,1-0,2	0,2-0,4	0,4-0,7	0,7-1,0	1,0-1,5

Le bassin versant de notre retenue est caractérisé par une érosion faible, $Z = 0.33$.

C_t : est un coefficient thermique, il se calcule selon la relation (3.42) ci-après :

$$C_t = \sqrt{\frac{T}{10} + 0,1} \quad (3.42)$$

Avec:

T : étant la température moyenne annuelle données par la station de Tizi Ouzou

$$T = 18,82^\circ C$$

Nous obtenons : $C_t = 1,41$

C_{rm} : est le coefficient de rétention tenant compte des discontinuités spatio-temporelles dans le flux des matériaux arrachés aux versants, il se calcul comme suit :

$$C_{rm} = \frac{\sqrt{P + H_{moy}}}{0,25 * (L + 10)} \quad (3.43)$$

Avec :

P : périmètre du bassin versant ;

L : longueur du thalweg principal du bassin versant ;

H_{moy} : altitude moyenne du bassin versant.

Ce qui donne $C_{rm} = 0.4$

Alors nous déduisons q_{sp} et q_{ss} comme suit:

$$qsp = 1.41 * 832.51 * 3,14 * \sqrt{0.33^3} = 666.47 \text{ m}^3/\text{km}^2.\text{an}$$

$$qss = 666.47 * 0,4 = 268.53 \text{ T}/\text{km}^2/\text{an}$$

Les résultats des formules empiriques sont récapitulés dans le tableau ci-après:

Tableau 3.18. Récapitulatif des apports solides

Formule	L'apport solide				apports solides
	suspension	Charriage=susp*0.2	Total=susp+char	Global=total* γ_{mh}	Global*S
Formule	t/km ² .an	t/km ² .an	t/km ² .an	m ³ /km ² .an	T/km ² /an
TIXERONT	913.54	182.71	1096.25	1425.13	920.49
Gavrilovic	268.53	53.71	322.24	418.91	270.57
valeur retenue	913.54	182.71	1096.25	1425.13	920.49

Les résultats de calcul du l'apport solide varient entre 418.91 et 1425.13 m³/km².an et nous adoptons la méthode de TIXERONT qui donne la moyenne annuel de l'apport solide près de 920.49 m³/an.

3.7.3 Le volume mort

Les dépôts solides constitués d' une part de matériaux grossiers et charriés au font du lit et s'accumulant en amont de la retenue. Les apports solides dépendent de l'élément du bassin versant du relief, de la nature géologique des sols et de leurs résistances à l'érosion liée elle-même à la couverture végétale et au régime des pluies.

Dans la pratique et pour des raisons de sécurité, souvent le dimensionnement du volume mort est considéré égal au volume des sédiments durant une période théorique. Cette durée correspond au fonctionnement normal du barrage, qui garantit la restitution projeté (KHELIFI Amira 2016). Le volume annuel solide est exprimé selon la relation (3.44) :

$$V_s = \frac{T_a * S}{\gamma} \quad (3.44)$$

Avec :

Ta : apport solide. [t/(km² .an)] ;

S: Surface du bassin versant. [km²] ;

γ : Densité volumétrique des sédiments, [t/m³], le tableau 3.19

Tableau 3.19. Densité volumétrique des différents types de sédiments

Typologie des sédiments	Poids volumétrique Tn/m3	Typologie des sédiments	Poids volumétrique Tn/m3
Boue fine	0.7-0.8	Sable fin	1.5-1.6
Boue fine	0.8-0.9	Sable moyen	1.6-1.7
Boue avec mélange de sable	0.9-1.1	Sable moyen et lourd	1.1-1.8
Sable fin sédiment	1.1-1.2	Sable avec Gravier	1.8-1.9
Sable fin et moyen sédimenté	1.2-1.3	Gravier	1.9-2.1
Sable moyen sédimenté	1.3-1.4	Cailloux avec gravier	2.1-2.4

- Le volume annuel solide est de l'ordre de

$$V_s = 453.89 \text{ m}^3 / \text{an}.$$
- Le volume mort est estimé par la formule (3.45) suivante :
-

$$V_m = V_s * T \quad (3.45)$$

Avec :

T : Vie utile de l'ouvrage. [Ans]

V_s : Volume annuel solide. [m³ /an]

Le volume mort est de l'ordre de :

$$V_m = 22694,55 \text{ m}^3.$$

On projette la valeur du volume mort sur la courbe de remplissage, on obtient la cote du volume mort : **Cote V_m = 85,64m.**

On projette cette valeur sur la courbe **caractéristique S=f(h)** :

La surface de volume mort est **S_{vm} = 6979,8 km².**

Conclusion

L'étude climatique est une étape primordiale dans l'étude de la régularisation d'une retenue collinaire. Elle nous renseigne sur la saison sèche et la saison humide, elle nous permet de calculer tous les paramètres nécessaires pour l'étude des apports liquide telle que la précipitation moyenne annuelle.

Nous retenons le paramètre climatique essentiel pour le calcul des apports, qui est la pluie moyenne interannuelle Pa = 832.51 mm.



Chapitre 4 : Etude de la régularisation



Introduction

L'objectif de ce chapitre est de déterminer la capacité optimale d'une retenue collinaire ainsi que son niveau normal (NNR). La méthode utilisée est celle du bilan hydrique qui tient compte des pertes générées par les infiltrations, d'évaporation du plan d'eau de la cuvette et les besoins en eau pour l'irrigation des cultures de la région sur la superficie à déterminer.

4.1 Définition et objectif de la régularisation

La régularisation d'une retenue est un équilibre entre les débits entrant (apports liquides) et les débits sortant (infiltrations, évaporation et besoins en irrigation). L'étude de la régularisation permet d'arrêter le choix des dimensions optimales d'une retenue collinaire et la gestion rationnelle de sa capacité ; L'étude de régularisation sera basée sur la relation simplifiée du bilan d'une réserve d'eau (PNUD, 1987).

4.2 Données de base d'une régularisation

Les données de base nécessaires à la régularisation sont de trois sortes (PNUD, 1987) :

- 1- les résultats de l'étude hydrologique, notamment les répartitions mensuelles des apports, de l'évaporation et autres pertes, s'il y a lieu ;
- 2- les besoins en eau des utilisateurs potentiels, exprimés à l'échelle mensuelle ;
- 3- la courbe hauteur-capacité de la retenue, provenant du dépouillement du levé topographique de la cuvette, avant sa mise en eau. Cette courbe doit être remise à jour, après chaque levé bathymétrique ou relevé topographique du toit de vase.

4.3 Etapes et application de la régularisation de la retenue « Abid Chamlal »

Pour aboutir un dimensionnement optimal de la retenue « Abid Chamlal » et une gestion rationnelle de sa capacité nous avons procédé, dans le tableau (4.3), à sa régularisation conformément aux lois du bilan hydrique. Les différentes étapes de cette régularisation, illustrée dans chaque colonne du tableau (4.3) sera présentée ci-après

- **Etape 1 : Décomposition de l'année en décades**

Colonne 1 : Nous procédons à une décomposition en décades de chaque mois de l'année et nous obtenons 36 décades.

- **Etape 2 : calcul de capacité de la retenue et surface du plan d'eau en début de décade**

Colonne 2 : La capacité (V_i) de la retenue au début est simulé d'abord dans la première décade (Septembre 1), ensuite la capacité du début de la décade suivante est égale à la capacité de fin de décade précédent (colonne 17) obtenue compte tenue du bilan hydrique. Ces capacités seront corrigées sous contrainte que la capacité de fin de décade du mois d'Aout est égale à la capacité de la première décade du mois de septembre.

Colonne 3 : La surface du plan d'eau (S_p) est obtenue pour chaque décade en faisant appel à la courbe « hauteur-capacité-surface » présentée dans le chapitre 1.

Etape3 : Calcul de l'évaporation

Colonne 4 : Elle détermine le pourcentage de l'évaporation de chaque décade. Celui-ci est obtenu en divisant par 3 le pourcentage de l'évaporation moyenne mensuelle donnée dans le chapitre 3 tableaux (3.9).

Colonne 5 : Cette étape consiste à calculer la lame d'eau (Le) évaporée pour chaque décade. Celle-ci est obtenue à partir de la relation (4.1) en fonction du pourcentage d'évaporation ($E_{\%}$) de chaque décade et de l'évaporation total E_T (m) donnée au chapitre 3 (tableau 3.9).

$$Le = \frac{E_T * E_{\%} * 0.86}{100} \quad (m) \quad (4.1)$$

Colonne 6 : Le volume évaporé est obtenu par le produit de la lame évaporée de chaque décade (colonne 5) et la surface du plan d'eau (S_p) de la même décade (colonne 3).

$$Ve = Le * S_p \quad (m^3) \quad (4.2)$$

- **Etape 4 : Calcul des infiltrations**

Colonne 7 : Elle définit le pourcentage d'infiltration décadaire $V_{I(\%)}$. A cet effet, le (PNUD, 1987) recommande de prendre environ 1% de la capacité de la retenue pour chaque mois ce qui nous amène à un pourcentage de 0.33 pour chaque décade.

Colonne 8 : Celle-ci est dédiée au calcul du volume infiltré V_I (m^3) dans la retenue pour chaque décade, à partir de la relation (4.3) :

$$V_I = \frac{V_{I(\%)} * V_i}{100} \quad (4.3)$$

V_i : le volume de la retenue en début de décade (m^3).

$V_{i\%}$: le pourcentage du volume infiltré de la décade (%).

- **Etape 5 : Calcul des besoins en eau**

Colonne 9 : Afin de déterminer les besoins en eau d'irrigation pour une année agricole, nous avons utilisé le logiciel CROPWAT. Ce modèle est un support d'aide pour l'irrigation des cultures développées par la FAO (*Food and Agriculture Organisation of the United Nations*), basé sur le calcul du bilan hydrique.

Considérons la répartition en % des différentes cultures pour 1ha, proposée dans le tableau (4.1), figure (4.1).

Tableau 4.1 : Répartition des différentes cultures pour 1ha

maraichage	40	%
fruitiers	40	%
céréales	20	%
/	1	ha
Efficiencce globale d'irrigation	70	%

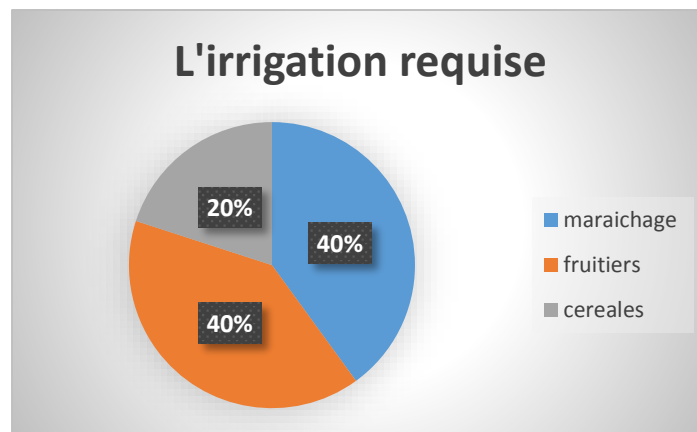


Figure 4.1 Répartition des différentes cultures pour 1ha

A partir de cette répartition, le logiciel CROPWAT procède au calcul du volume nécessaire à l'irrigation requise pour chaque décade et chaque culture telle qu'illustrée dans le tableau (4.2).

Les besoins en eau d'irrigation par décade et pour 1 ha sont obtenus par la relation (4.1) suivante :

$$V'_{ir} = \sum \frac{I_M * M\% + I_F * F\% + I_C * C\%}{F_G\%} \quad (4.4)$$

Enfin, les besoin en eau d'irrigation sont obtenus par la relation (4.5)

$$V_{ir} = V'_{ir} * S_{bv} \quad (4.5)$$

Les résultats sont représentés en colonne 9.

Tableau 4.2 Besoin en eau d'irrigation selon CROPWAT et les volumes requis à la retenue (m³)

Mois	irrigation requise (mm/décade)			volume requis à la retenue pour 1ha	volume requis
	maraîchage	fruitiers	céréales	m ³ /ha	m ³
sept-01	35,13	46,18	0	464,63	17 367,67
sept-02	0	38,94	0	222,51	8 317,52
sept-03	0	30,58	0	174,74	6 531,83
oct-01	0	22,16	0	126,63	4 733,34
oct-02	0	14,42	0	82,40	3 080,09
oct-03	0	7,72	0	44,11	1 648,98
nov-01	0	0	0	0,00	0
nov-02	0	0	0	0,00	0
nov-03	0	0	0	0,00	0
déc-01	0	0	0	0,00	0
déc-02	0	0	0	0,00	0
déc-03	0	0	0	0,00	0
janv-01	0	0	0	0,00	0
janv-02	0	0	0	0,00	0
janv-02	0	0	0	0,00	0
févr-01	0	0	0	0,00	0
févr-02	0	0	0	0,00	0
févr-03	0	0	0	0,00	0
mars-01	0	0	0	0,00	0
mars-02	0	0	0	0,00	0
mars-03	0	0	0	0,00	0
avr-01	0,95	0	0	5,43	202,92
avr-02	4,48	0	0	25,60	956,92
avr-03	8,4	0,68	2,56	59,20	2 212,88
mai-01	15,9	6,1	17,52	175,77	6 570,28
mai-02	26,89	13,67	34,46	330,23	12 343,84
mai-03	38,66	21,78	45,79	476,20	17 800,21
juin-01	51,93	31,24	52,5	625,26	23 371,92
juin-02	59,74	39,17	57,14	728,46	27 229,50
juin-03	61,11	44,2	58,45	768,77	28 736,44
juil-01	61,78	48,86	59,09	801,06	29 943,27
juil-02	61,74	52,99	51,19	801,86	29 973,17
juil-03	60,97	56,46	36,43	775,11	28 973,53
août-01	59,52	56,93	21,77	727,63	27 198,53
août-02	54,23	54,91	0	623,66	23 312,11
août-03	45,56	51,76	0	556,11	20 787,38
Totale	646,99	638,75	436,9	8595,37	321 292,35

Colonne 10 : Cette colonne est réservée au besoin des cheptels (bovin, ovinEtc.). Dans le cadre de notre étude, il n'est pas prévue de besoin de cheptels car il n'y a pas de fermes alentours.

Etape 6 : calcul du volume des sorties

Colonne 11 : c'est la somme de tous les volumes des sorties de la retenue qui sont l'évaporation, l'infiltration, et des besoins en eau d'irrigation et des cheptels.

Etape 7 : Calcul des apports liquides

Colonne 12 : La répartition des apports liquides en pourcentage pour chaque décade est obtenue à partir de la répartition mensuelle des précipitations en pourcentage donnée dans le troisième chapitre (tableau 3.9)

Colonne 13 : Le volume des apports liquides fréquentiels à 80 % entrant dans la retenue, pour chaque décade, est obtenu à partir de la relation (4.6) suivante :

$$V_{i80\%} = V_{f\%} * V_{ap\%} \quad (4.6)$$

Avec :

$V_{i80\%}$: Volume de l'apport liquide annuel fréquentiels à 80 % de la décade ;

$V_{f\%}$: Volume de l'apport liquide annuel fréquentiels à 80 % totale ;

$V_{ap\%}$: Pourcentage des apports liquides de chaque décade

- **Etape 8 : Evaluation de la capacité de la retenue et la cote du plan d'eau en fin de décade**

Colonne 14 : La capacité de la retenue V sans lâchées est obtenue en appliquant l'équation du bilan d'eau (entrées- sorties) suivante :

$$V = (V_i + V_A) - (V_E + V_I + V_B) \quad (4.4)$$

V_i : Volume de l'eau dans la retenue au début de la décade, en m^3 ;

V_A : Volume des apports liquide fréquentiel à 80%, en m^3 ;

V_E : Volume d'eau évaporée pendant la décade, en m^3 .

V_I : Volume de l'eau infiltrée pendant la décade, en m^3 .

V_B : Volume des besoins pendant la décade, en m^3 ;

Colonne 15 : A partir de la courbe hauteur-capacité-surface (voir chapitre 1), nous déduisons la cote du plan d'eau en (m) correspondante au volume de chaque décade.

- **Etape 9 : Capacité de la retenue sans lâchées**

Colonne 16 : Cette colonne est réservée aux volumes des lâchés en cas de besoin de dimensionnement de la vanne de fond. Celle-ci n'est pas prise en considération dans notre étude.

Colonne 17 :

La colonne 17 représente la capacité de la retenue V' compte tenu des volumes des lâchées comme illustre la relation (4.7) qui suit :

$$V' = V - V_{\text{lâché}} \quad (4.7)$$

Dans notre cas, il n'est pas pris de lâchés.

Tableau 4.3 : Tableau de régularisation non équilibré.

mois	En début de la décade		évaporation			infiltration (T.O)		besoins en eau (Vb)		Sortie total (6+8+9+10)	apport		en fin du mois		lâcher d'eau m3	capacité sans lâcher
	capacité (reporté de la colonne 14 du mois précédent)	surface plan d'eau	en % d'E.an	E mensuel	volume (3*5)	en %	volume (2*7)	irrigation	CHEPTEL		en % de A (an)	volume	capacité des retenues (2+13-11)	cote de plan d'eau		
	m3	m2	%	m	m3	%	m3	m3	m3		m3	%	m3	m3		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16.00	17
sept-01	10 000.00	4 426.99	3.93	0.04	196.71	0.33	33.00	5 575.54	-	5 805.25	1.32	2 384.67	6 579.43	82.54	-	6 579.43
sept-02	6 579.43	3 569.28	3.93	0.04	158.60	0.33	21.71	2 670.17	-	2 850.48	1.32	2 384.67	6 113.62	82.41	-	6 113.62
sept-03	6 113.62	3 441.62	3.93	0.04	152.92	0.33	20.17	2 096.91	-	2 270.01	1.32	2 384.67	6 228.28	82.44	-	6 228.28
oct-01	6 228.28	3 471.08	2.97	0.03	116.42	0.33	20.55	1 519.54	-	1 656.52	2.66	4 814.01	9 385.78	83.25	-	9 385.78
oct-02	9 385.78	4 281.25	2.97	0.03	143.59	0.33	30.97	988.80	-	1 163.37	2.66	4 814.01	13 036.42	84.03	-	13 036.42
oct-03	13 036.42	5 095.63	2.97	0.03	170.91	0.33	43.02	529.37	-	743.30	2.66	4 814.01	17 107.14	84.77	-	17 107.14
nov-01	17 107.14	5 925.17	1.67	0.02	112.10	0.33	56.45	-	-	168.56	4.84	8 751.05	25 689.63	86.05	-	25 689.63
nov-02	25 689.63	7 502.45	1.67	0.02	141.95	0.33	84.78	-	-	226.72	4.84	8 751.05	34 213.95	87.08	-	34 213.95
nov-03	34 213.95	9 091.64	1.67	0.02	172.01	0.33	112.91	-	-	284.92	4.84	8 751.05	42 680.08	87.92	-	42 680.08
déc-01	42 680.08	10 925.36	1.19	0.01	147.20	0.33	140.84	-	-	288.05	5.09	9 215.79	51 607.82	88.67	-	51 607.82
déc-02	51 607.82	13 049.70	1.19	0.01	175.82	0.33	170.31	-	-	346.13	5.09	9 215.79	60 477.48	89.30	-	60 477.48
déc-03	60 477.48	14 775.00	1.19	0.01	199.07	0.33	199.58	-	-	398.64	5.09	9 215.79	69 294.63	89.87	-	69 294.63
janv-01	69 294.63	16 228.50	1.22	0.01	223.30	0.33	228.67	-	-	451.98	4.92	8 892.88	77 735.54	90.37	-	77 735.54
janv-02	77 735.54	17 344.40	1.22	0.01	238.66	0.33	256.53	-	-	495.19	4.92	8 892.88	86 133.24	90.84	-	86 133.24
janv-03	86 133.24	18 340.80	1.22	0.01	252.37	0.33	284.24	-	-	536.61	4.92	8 892.88	94 489.51	91.29	-	94 489.51
févr-01	94 489.51	19 213.60	1.42	0.02	308.44	0.33	311.82	-	-	620.26	4.40	7 963.10	101 832.35	91.66	-	101 832.35
févr-02	101 832.35	19 894.40	1.42	0.02	319.37	0.33	336.05	-	-	655.42	4.40	7 963.10	109 140.03	92.03	-	109 140.03
févr-03	109 140.03	20 572.50	1.42	0.02	330.26	0.33	360.16	-	-	690.42	4.40	7 963.10	116 412.71	92.37	-	116 412.71
mars-01	116 412.71	21 167.50	1.80	0.02	430.83	0.33	384.16	-	-	814.99	3.63	6 562.53	122 160.25	92.64	-	122 160.25
mars-02	122 160.25	21 640.00	1.80	0.02	440.45	0.33	403.13	-	-	843.57	3.63	6 562.53	127 879.20	92.90	-	127 879.20
mars-03	127 879.20	22 095.00	1.80	0.02	449.71	0.33	422.00	-	-	871.71	3.63	6 562.53	133 570.03	93.16	-	133 570.03
avr-01	133 570.03	22 559.60	2.38	0.03	607.91	0.33	440.78	65.14	-	1 113.83	3.16	5 724.79	138 180.98	93.36	-	138 180.98
avr-02	138 180.98	22 921.60	2.38	0.03	617.66	0.33	456.00	307.20	-	1 380.86	3.16	5 724.79	142 524.91	93.55	-	142 524.91
avr-03	142 524.91	23 265.50	2.38	0.03	626.93	0.33	470.33	710.40	-	1 807.66	3.16	5 724.79	146 442.04	93.72	-	146 442.04
mai-01	146 442.04	23 573.20	2.61	0.03	696.04	0.33	483.26	2 109.26	-	3 288.55	2.52	4 558.10	147 711.59	93.77	-	147 711.59
mai-02	147 711.59	23 663.70	2.61	0.03	698.71	0.33	487.45	3 962.74	-	5 148.90	2.52	4 558.10	147 120.79	93.74	-	147 120.79
mai-03	147 120.79	23 609.40	2.61	0.03	697.11	0.33	485.50	5 714.40	-	6 897.01	2.52	4 558.10	144 781.88	93.65	-	144 781.88
juin-01	144 781.88	23 446.50	4.52	0.05	1 196.40	0.33	477.78	7 503.09	-	9 177.26	0.48	864.90	136 469.52	93.29	-	136 469.52
juin-02	136 469.52	22 794.90	4.52	0.05	1 163.15	0.33	450.35	8 741.49	-	10 354.98	0.48	864.90	126 979.45	92.86	-	126 979.45
juin-03	126 979.45	22 025.00	4.52	0.05	1 123.86	0.33	419.03	9 225.26	-	10 768.15	0.48	864.90	117 076.20	92.40	-	117 076.20
juil-01	117 076.20	21 220.00	4.62	0.05	1 107.12	0.33	386.35	9 612.69	-	11 106.16	0.08	152.70	106 122.74	91.88	-	106 122.74
juil-02	106 122.74	20 299.20	4.62	0.05	1 059.08	0.33	350.21	9 622.29	-	11 031.57	0.08	152.70	95 243.88	91.33	-	95 243.88
juil-03	95 243.88	19 287.20	4.62	0.05	1 006.28	0.33	314.30	9 301.37	-	10 621.95	0.08	152.70	84 774.62	90.77	-	84 774.62
août-01	84 774.62	18 192.40	5.00	0.06	1 027.39	0.33	279.76	8 731.54	-	10 038.68	0.23	412.23	75 148.17	90.22	-	75 148.17
août-02	75 148.17	17 026.40	5.00	0.06	961.54	0.33	247.99	7 483.89	-	8 693.41	0.23	412.23	66 866.99	89.72	-	66 866.99
août-03	66 866.99	15 846.00	5.00	0.06	894.88	0.33	220.66	6 673.37	-	7 788.91	0.23	412.23	59 490.32	89.24	-	59 490.32
total	59 490.32		100.00		1.31						100.00	180 890.29				

Le premier calcul de la régularisation montre que le volume disponible au 31 aout à 00h00mn est différent de celui disponible le 1^{er} septembre à 00h00mn01s. L'équilibre de cette régularisation est obtenu en optimisant la surface irrigable.

Pour obtenir cette équilibre nous faisons varié la surface irrigué jusqu'à trouver l'équilibre et la bonne surface irrigué. Tenant compte des apports liquides et des besoins en irrigation, de l'évaporation, de l'infiltration on doit chercher qu'elle est la surface optimal qui peut être irrigué dans ces condition.

A cet effet, nous avons utilisé la commande analyse des scénarios sur Excel[®] qui suit :

Donnée → Analyse des scénarios → valeur cible

Cette étape est illustrée dans la figure 4.2

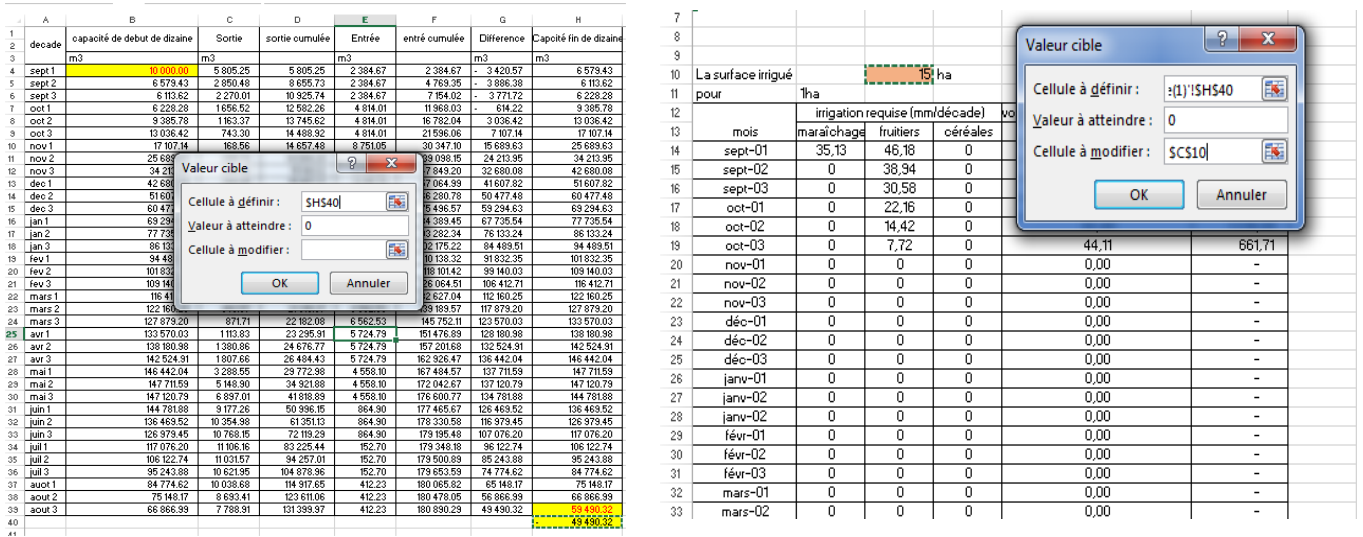


Figure 4.2 : optimisation de la surface d'irrigation avant l'équilibre

Après équilibre de la régularisation telle que c'est illustré dans la figure (4.3), nous obtenons une surface d'irrigation optimale de 18.23 ha.

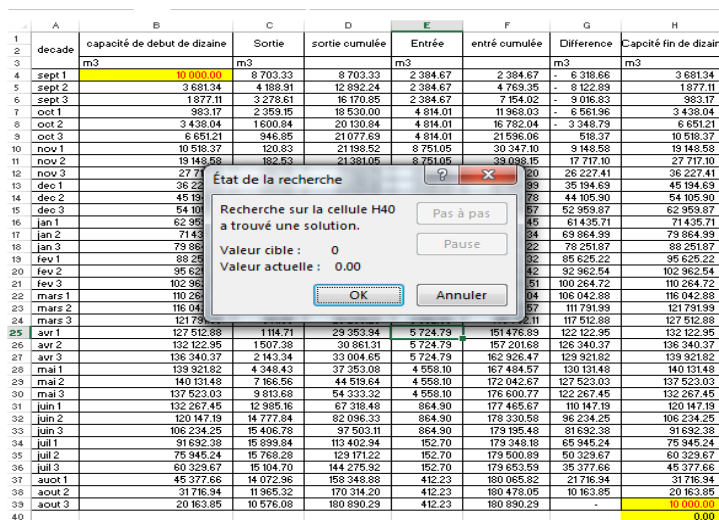


Figure 4.3: optimisation de la surface d'irrigation après l'équilibré

Tableau 4.4 : Tableau de régularisation après équilibre

mois	En début du la décade		évaporation			infiltration (T.O)		besoins en eau (Vb)		Sortie total (6+8+9+10)	apport		en fin du mois		lâcher d'eau m3	capacité sans lâcher
	capacité (reporté de la colonne 14 du mois précédent)	surface plan d'eau	en % d'E.an	E mensuel	volume (3*5)	en %	volume (2*7)	irrigation	CHEPTEL		en % de A (an)	volume	capacité des retenues (2+13-11)	cote de plan d'eau		
	m3	m2	%	m	m3	%	m3	m3	m3	m3	%	m3	m3	m	m3	m3
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16,00	17
sept-01	10 000,00	4 426,99	3,93	0,04	196,71	0,33	33,00	8 473,63	-	8 703,33	1,32	2 384,67	3 681,34	81,61	-	3 681,34
sept-02	3 681,34	2 670,84	3,93	0,04	118,67	0,33	12,15	4 058,09	-	4 188,91	1,32	2 384,67	1 877,11	80,83	-	1 877,11
sept-03	1 877,11	1 925,51	3,93	0,04	85,56	0,33	6,19	3 186,86	-	3 278,61	1,32	2 384,67	983,17	80,29	-	983,17
oct-01	983,17	1 387,13	2,97	0,03	46,52	0,33	3,24	2 309,38	-	2 359,15	2,66	4 814,01	3 438,04	81,52	-	3 438,04
oct-02	3 438,04	2 585,88	2,97	0,03	86,73	0,33	11,35	1 502,76	-	1 600,84	2,66	4 814,01	6 651,21	82,56	-	6 651,21
oct-03	6 651,21	3 588,92	2,97	0,03	120,37	0,33	21,95	804,53	-	946,85	2,66	4 814,01	10 518,37	83,51	-	10 518,37
nov-01	10 518,37	4 551,91	1,67	0,02	86,12	0,33	34,71	-	-	120,83	4,84	8 751,05	19 148,58	85,10	-	19 148,58
nov-02	19 148,58	6 307,50	1,67	0,02	119,34	0,33	63,19	-	-	182,53	4,84	8 751,05	27 717,10	86,31	-	27 717,10
nov-03	27 717,10	7 889,59	1,67	0,02	149,27	0,33	91,47	-	-	240,74	4,84	8 751,05	36 227,41	87,30	-	36 227,41
déc-01	36 227,41	9 571,90	1,19	0,01	128,97	0,33	119,55	-	-	248,52	5,09	9 215,79	45 194,69	88,15	-	45 194,69
déc-02	45 194,69	11 536,50	1,19	0,01	155,44	0,33	149,14	-	-	304,58	5,09	9 215,79	54 105,90	88,86	-	54 105,90
déc-03	54 105,90	13 602,60	1,19	0,01	183,27	0,33	178,55	-	-	361,82	5,09	9 215,79	62 959,87	89,47	-	62 959,87
janv-01	62 959,87	15 208,50	1,22	0,01	209,27	0,33	207,77	-	-	417,04	4,92	8 892,88	71 435,71	90,00	-	71 435,71
janv-02	71 435,71	16 560,00	1,22	0,01	227,87	0,33	235,74	-	-	463,60	4,92	8 892,88	79 864,99	90,50	-	79 864,99
janv-01	79 864,99	17 620,00	1,22	0,01	242,45	0,33	263,55	-	-	506,01	4,92	8 892,88	88 251,87	90,96	-	88 251,87
févr-01	88 251,87	18 595,20	1,42	0,02	298,51	0,33	291,23	-	-	589,75	4,40	7 963,10	95 625,22	91,35	-	95 625,22
févr-02	95 625,22	19 324,00	1,42	0,02	310,21	0,33	315,56	-	-	625,78	4,40	7 963,10	102 962,54	91,72	-	102 962,54
févr-03	102 962,54	20 004,80	1,42	0,02	321,14	0,33	339,78	-	-	660,92	4,40	7 963,10	110 264,72	92,08	-	110 264,72
mars-01	110 264,72	20 660,00	1,80	0,02	420,50	0,33	363,87	-	-	784,37	3,63	6 562,53	116 042,88	92,36	-	116 042,88
mars-02	116 042,88	21 150,00	1,80	0,02	430,47	0,33	382,94	-	-	813,41	3,63	6 562,53	121 791,99	92,62	-	121 791,99
mars-03	121 791,99	21 605,00	1,80	0,02	439,73	0,33	401,91	-	-	841,65	3,63	6 562,53	127 512,88	92,89	-	127 512,88
avr-01	127 512,88	22 077,50	2,38	0,03	594,92	0,33	420,79	99,00	-	1 114,71	3,16	5 724,79	132 122,95	93,09	-	132 122,95
avr-02	132 122,95	22 432,90	2,38	0,03	604,49	0,33	436,01	466,88	-	1 507,38	3,16	5 724,79	136 340,37	93,28	-	136 340,37
avr-03	136 340,37	22 776,80	2,38	0,03	613,76	0,33	449,92	1 079,66	-	2 143,34	3,16	5 724,79	139 921,82	93,44	-	139 921,82
mai-01	139 921,82	23 066,40	2,61	0,03	681,07	0,33	461,74	3 205,62	-	4 348,43	2,52	4 558,10	140 131,48	93,45	-	140 131,48
mai-02	140 131,48	23 084,50	2,61	0,03	681,61	0,33	462,43	6 022,52	-	7 166,56	2,52	4 558,10	137 523,03	93,33	-	137 523,03
mai-03	137 523,03	22 867,30	2,61	0,03	675,20	0,33	453,83	8 684,66	-	9 813,68	2,52	4 558,10	132 267,45	93,10	-	132 267,45
juin-01	132 267,45	22 451,00	4,52	0,05	1 145,60	0,33	436,48	11 403,08	-	12 985,16	0,48	864,90	120 147,19	92,55	-	120 147,19
juin-02	120 147,19	21 482,50	4,52	0,05	1 096,18	0,33	396,49	13 285,18	-	14 777,84	0,48	864,90	106 234,25	91,88	-	106 234,25
juin-03	106 234,25	20 299,20	4,52	0,05	1 035,80	0,33	350,57	14 020,41	-	15 406,78	0,48	864,90	91 692,38	91,14	-	91 692,38
juil-01	91 692,38	18 937,60	4,62	0,05	988,04	0,33	302,58	14 609,21	-	15 899,84	0,08	152,70	75 945,24	90,27	-	75 945,24
juil-02	75 945,24	17 132,40	4,62	0,05	893,85	0,33	250,62	14 623,80	-	15 768,28	0,08	152,70	60 329,67	89,29	-	60 329,67
juil-03	60 329,67	14 749,50	4,62	0,05	769,53	0,33	199,09	14 136,08	-	15 104,70	0,08	152,70	45 377,66	88,16	-	45 377,66
août-01	45 377,66	11 565,60	5,00	0,06	653,15	0,33	149,75	13 270,07	-	14 072,96	0,23	412,23	31 716,94	86,80	-	31 716,94
août-02	31 716,94	8 619,20	5,00	0,06	486,75	0,33	104,67	11 373,90	-	11 965,32	0,23	412,23	20 163,85	85,26	-	20 163,85
août-03	20 163,85	6 506,70	5,00	0,06	367,46	0,33	66,54	10 142,09	-	10 576,08	0,23	412,23	10 000,00	83,39	-	10 000,00
total	10 000,00		100,00		1,31						100,00	180 890,29				

Le volume régularisé en eau inter saisons (colonne 17, tableau 4.3) ainsi que les côtes du plan d'eau (colonne 17) est représenté sur la figure (4.6). La courbe donne (le niveau normal de la retenue (NNR) correspondant au volume optimum régularisé (V_{NNR}).

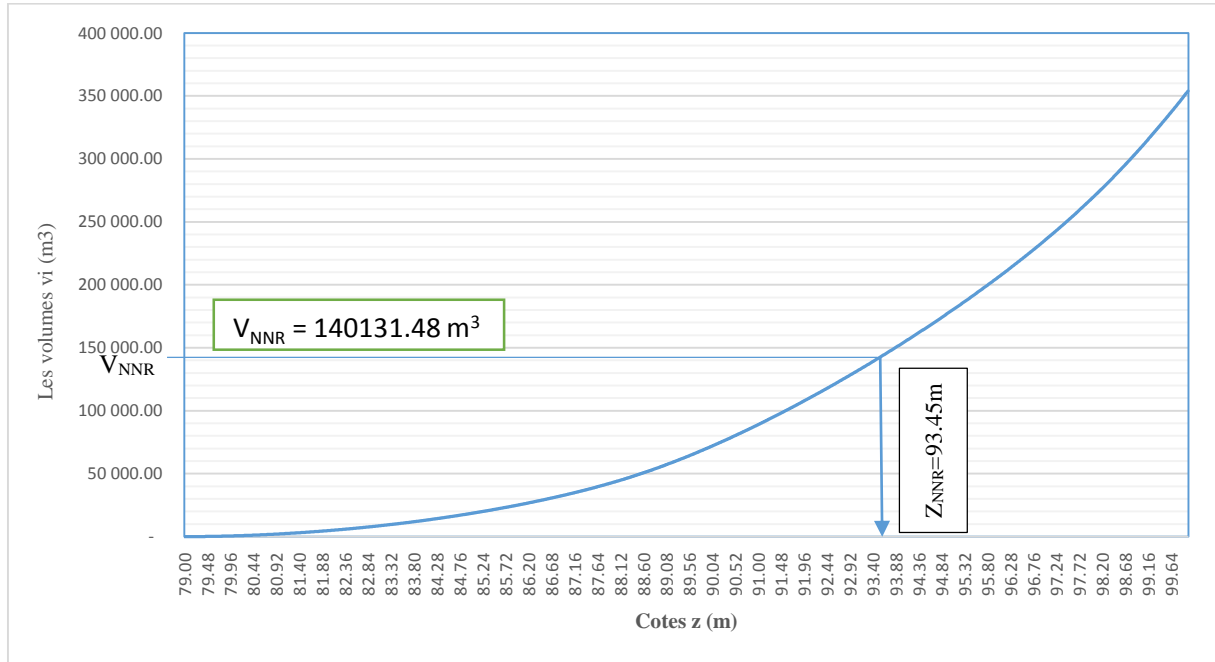


Figure 4.4 : Volume régularisé en fonction des altitudes

4.4 Evolution de l'envasement dans le temps

Chaque année le niveau d'envasement augmente avec un volume annuel $V_{an} = 451 \text{ m}^3/\text{an}$ (chapitre 3). Conformément au PNUD, on assume, dans le cadre de cette étude, que l'envasement suit une loi linéaire, soit :

$$V_{vase}(t) = V_{an} \cdot t \tag{4.5}$$

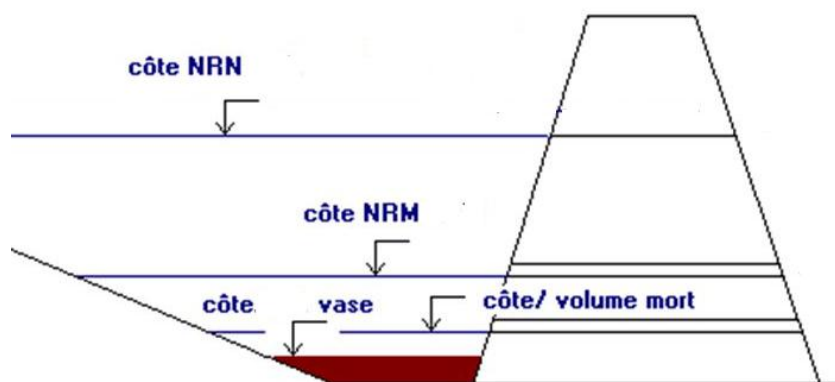


Figure 4.5 : Evolution du volume de la vase

Le volume réel de la retenue contenu dans la cuve devient alors :

$$V_{réel}(t) = V_{NNR} - V_{vase}(t) \quad (4.6)$$

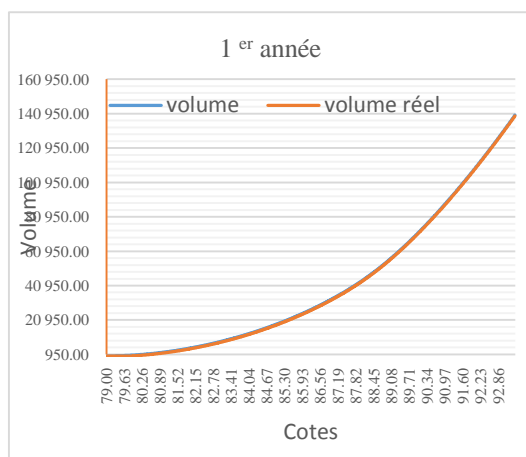
4.5 Evolution de la surface d'irrigation dans le temps

La surface irrigable est fonction de volume réel de la retenue. Cette surface diminue dans le temps à mesure qu'elle s'envase. Pour déterminer cette surface irrigable en fonction du temps nous adoptons la démarche suivante :

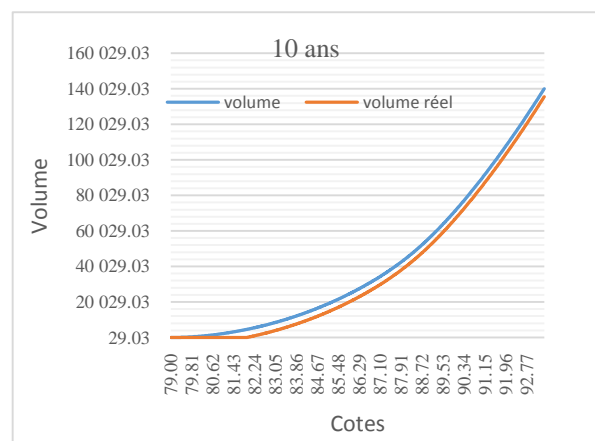
❖ Calcul du volume et la surface du plan d'eau à un instant t.

- Nous calculons le volume de la vase pour un instant donné et nous recherchons le niveau de la tranche morte dans la courbe hauteur capacité initiale.
- Le volume réel de la retenue à chaque niveau sera diminué du volume de la vase correspondant.
- La surface du plan d'eau réel est une fonction de la topographe elle ne dépend pas du volume de la vase elle est obtenue à partir de la courbe hauteur-surface initial.
- La courbe hauteur-capacité $V=f(Z)$ est actualisée à chaque instant, et arrêtée à la cote NNR.
- La courbe hauteur –surface du plan d'eau $A=f(Z)$ reste inchangée.

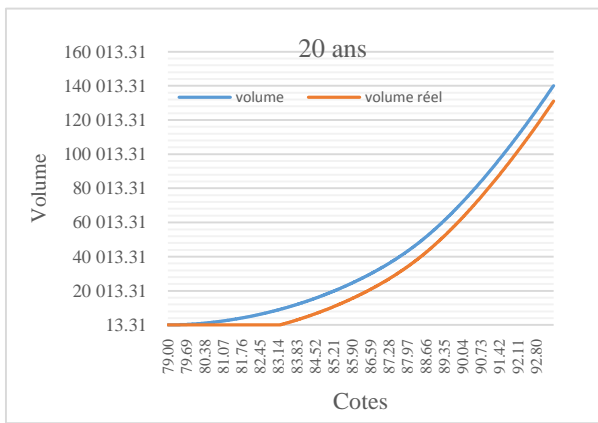
Les figures illustrent l'actualisation de la courbe hauteur capacité en fonction du temps.



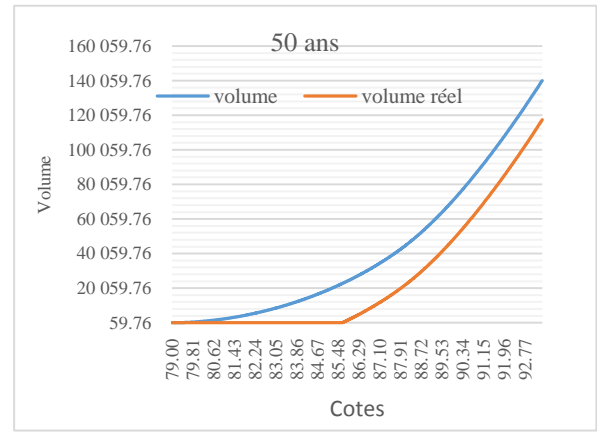
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 4.6. Actualisation de la courbe hauteur capacité.

❖ surface irrigable à un instant t

En répétant la démarche à chaque instant t nous obtenons la nouvelle courbe hauteur capacité donc un nouveau volume réel et une nouvelle surface du plan d'eau. En faisant appel aux instructions du tableau 4.3 de la régularisation équilibré précédemment, nous calculons la surface d'irrigation pour chaque année par un pas de 10ans, comme illustré par la figure 4.7 suivante :

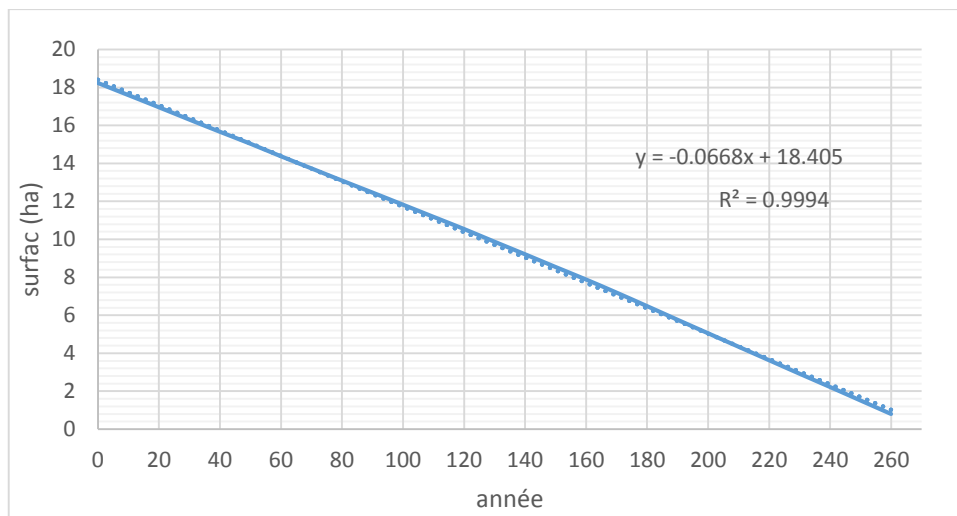


Figure 4.7 : Surface irrigué en fonction du temps

D'après la figure 4.7, nous remarquons que la surface d'irrigation diminue en fonction du temps suivant une loi linéaire avec un taux moyen de 6.4%. Cette diminution est proportionnelle à l'augmentation du volume de la vase, qui aussi suit une loi linéaire. Pour le volume annuel de la vase considéré, la capacité d'irrigation de notre retenue à 50 ans représente

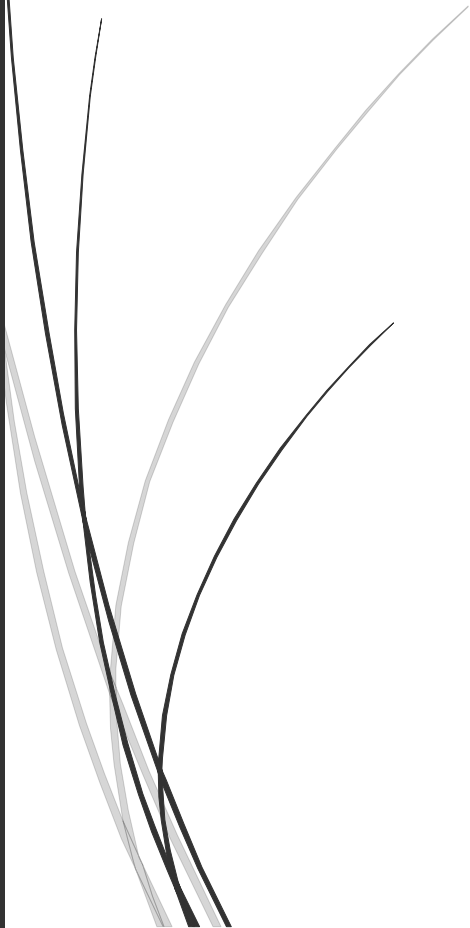
de 82.45% de la capacité initiale. Nous concluons que, sauf autres aléas, la retenue est en mesure d'irriguer bien au-delà de 50ans.

Conclusion

L'étude de la régularisation de la retenue Abid Chamlal est basée sur un bilan hydrique autrement dit l'équilibre entre les entrées cumulée (apports liquides) et les sorties (évaporation, infiltration, besoin en eau d'irrigation). L'étude de la régularisation nous a permis de calculer la surface irrigable en début d'exploitation qui est de 18,23ha, le niveau normal de la retenue (NNR) qui est égal à 93.45m ainsi que le volume réel NNR qui est de 140131,48 m³. L'actualisation de la courbe hauteur capacité, compte tenu du volume annuel la vase, a permis de déterminer la surface irrigable dans le temps et a montré que la retenue Abid Chamlal est en mesure d'irriguer même au-delà de sa durée de vie potentielle (50ans) ; ce qui prolonge sa durée de vie et son rendement.



Chapitre 5 : Etude fiabiliste



Introduction

Après avoir effectué une analyse déterministe de la régularisation de la retenue collinaire Abid Chamlal et avoir calculé la surface d'irrigation dans le temps, compte tenu des apports liquides, nous nous intéressons dans ce chapitre à une analyse fiabiliste de cette régularisation. La variable aléatoire considéré est « **la précipitation moyenne annuelle** ». Pour le choix de loi de distribution de cette variable, en vue de sa génération, nous avons utilisé un échantillon de 87 valeurs (précipitations) allant de 1914 à 2018. La fonction d'état limite considéré est celle liée à la capacité d'irrigation de la retenue. La méthode de Monté Carlo est utilisé pour calculer la probabilité de défaillance vis à vis de cette capacité d'irrigation.

5.1 Critère de défaillance et fonction d'état limite

Pour déterminer le risque de défaillance fonctionnelle de notre retenue vis-à-vis de sa capacité d'irrigation, il convient de définir la fonction d'état limite $G(\{X\})$ qui définit son comportement. Cette fonction délimite le domaine de bon fonctionnement ainsi que celui de la défaillance fonctionnelle de la retenue. Ce qui nous amène à définir la fonction d'état limite G suivante :

$$G = R - S \quad (5.1)$$

La résistance R désigne la surface d'irrigation calculée « $A_{\text{calculée}}$ » à chaque instant « t », et la sollicitation S est définie par une surface souhaitée, qui dans notre cas représente 50% de la surface d'irrigation obtenue à 50 ans (âge potentiel de la retenue) par le calcul déterministe. Cette fonction d'état limite G s'écrit alors :

$$G = A_{\text{calculée}} - A_{\text{adm}} \quad (5.2)$$

La surface admissible A_{adm} représente 50% de la surface d'irrigation estimé à 50 ans ; âge potentiel de la retenue

5.2. Identification des variables aléatoires

Les composantes du modèle mécanique (déterministe) donné par l'équation (5.2), et définis dans le tableau 5.1 conformément au tableau de régularisation (chapitre 4), sont affectées par de nombreuses incertitudes. Nous nous intéressons, dans notre cas à l'incertitude liée aux précipitations. Car le calcul de la surface d'irrigation est principalement basé sur les apports liquides déduits à partir de ces précipitations, qui sont une variable aléatoire.

Tableau 5.1. Identification des variables intervenant dans le calcul de la surface d'irrigation

Variable	Unités	Observation
Précipitations	m ³	Aléatoire
Volume des apports liquides	m ³	Aléatoire
Volume des infiltrations	m ³	Déterministe
Volume des besoins en eau	m ³	Déterministe
Volume d'évaporation	m ³	Déterministe
Volume de la tranche morte	m ³	Déterministe

- **Génération de la variable aléatoire**

Pour définir la loi de distribution de la variable aléatoire, nous avons utilisé un échantillon réel de précipitations moyennes annuelles allant de 1914 à 2018 (tableau 5.2). Cet échantillon nous a été confié par l'ANRH (M. K. GUERNANE, 1986)

Tableau 5.2. Valeur de l'échantillon précipitation

année	P _{moy} annuel (mm)	année	P _{moy} annuel (mm)	année	P _{moy} annuel (mm)
1 914	942.00	1 943	593.00	1 976	1 046.00
1 915	991.00	1 944	643.00	1 977	678.00
1 916	986.00	1 945	746.00	1 978	702.00
1 917	937.00	1 946	1 048.00	1 979	707.00
1 918	874.00	1 947	620.00	1 980	863.00
1 919	1 085.00	1 948	1 168.00	1 995	822.70
1 920	638.00	1 949	801.00	1 996	500.00
1 921	1 042.00	1 950	844.00	1 997	1 113.20
1 922	808.00	1 951	854.00	1 998	689.50
1 923	1 161.00	1 952	1 155.00	1 999	556.40
1 924	857.00	1 953	928.00	2 000	606.90
1 925	712.00	1 954	800.00	2 001	461.80
1 926	876.00	1 955	716.00	2 002	1 217.50
1 927	717.00	1 956	815.00	2 003	832.60
1 928	1 134.00	1 957	653.00	2 004	696.30
1 929	1 075.00	1 958	1 322.00	2 005	732.60
1 930	743.00	1 959	1 023.00	2 006	793.10
1 931	970.00	1 960	1 065.00	2 007	931.60
1 932	871.00	1 961	687.00	2 008	1 010.80
1 933	718.00	1 962	844.00	2 009	963.80
1 934	1 202.00	1 967	733.00	2 010	1 016.60
1 935	842.00	1 968	796.00	2 011	1 028.80
1 936	977.00	1 969	955.00	2 012	936.80
1 937	644.00	1 970	1 151.00	2 013	835.20
1 938	684.00	1 971	650.00	2 014	969.40
1 939	1 205.00	1 972	1 014.00	2 015	772.10
1 940	891.00	1 973	1 303.00	2 016	618.70
1 941	731.00	1 974	1 174.00	2 017	947.80
1 942	840.00	1 975	715.00	2 018	926.10

Pour ajuster une loi de distribution à nos données, différentes lois sont testées : loi normale, loi log-normale, loi de Gumbel. Les caractéristiques statistiques de différentes lois sont données dans le tableau (5.3). La figure 5.1, montre l’histogramme des précipitations, sur lequel nous avons superposé les trois types de distribution (Normal, log normale, Gumbel). Les fonctions de répartition sont illustrées dans la figure 5.2.

Tableau 5.3 : Caractéristiques de différentes lois

Lois caract.	μ	σ
Normale	872.934	190.661
Gumbel	800.612	179.515
Log-normale	6.747	0.223

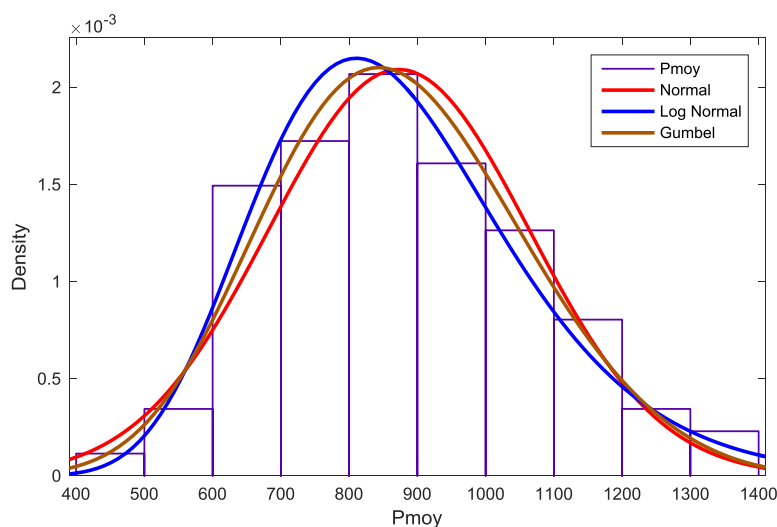


Figure 5.1 : Histogramme de précipitations et fonction de densité des différentes lois.

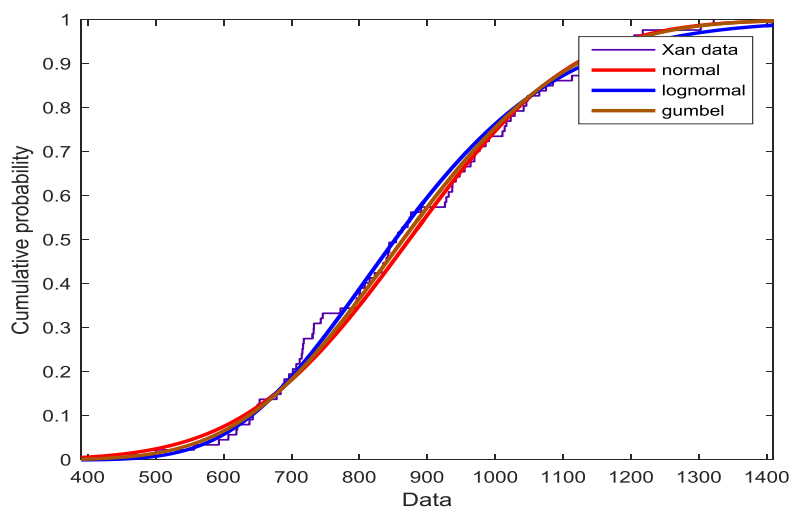


Figure 5.2 : Fonction de répartition de probabilité des lois.

Pour le choix du type de loi de distribution à adopter et qui ajuste le mieux notre échantillon, nous avons procédé au test d'adéquation de χ^2 (Annexe B), sous Matlab[®]. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 5.4. Les valeurs de χ^2 obtenues pour les différentes lois sont comparées à la valeur critique $\chi^2_{critique}$ tirée de dans la table du Chi-2 pour un nombre de degré de liberté (DDL) égale à 4 et au seuil de signification $\alpha=0.05$ (Annexe B). Les résultats montrent que la loi normale est rejetée ($X^2 > X^2_{critique}$) et les deux lois Gumbel et Log-normal sont acceptées. Toutefois, la loi Gumbel est la mieux adaptée pour modéliser la distribution des précipitations moyenne annuel de Tizi Ouzou.

Tableau 5.4 : résultats du test d'ajustement

Lois de distribution	Paramètres	Test statistique $\chi^2_{observé}$	Valeur critique $\chi^2_{théorique}$	Test résultat
Normal	$\mu = 872,934$ $\sigma = 190,661$	11,4	9.48	Rejeté
Gumbel	$\mu = 800.612$ $\sigma = 179,515$	8,55		Accepté
Log normal	$\mu = 6,74772$ $\sigma = 0,2232$	5,55		acceptée

Après avoir effectué le test de χ^2 , nous avons constaté que la loi de Gumbel est la loi la plus adapté pour générer les précipitations, les paramètres caractérisant la loi Gumbel sont :

μ : désigne la moyenne statistique de l'échantillon généré ;

σ : désigne l'écart type de l'échantillon donné ;

Cv : coefficient de variation pris égale à 0.21 dans notre cas

La génération de la variable aléatoire (c) est faite sur Matlab.

Après avoir généré les 20000 valeurs des précipitations moyennes annuelles nous calculons les apports liquides de chacun valeurs en suivant les étapes de (chapitre 3), dans le but d'appliqué le Monté Carlo sur les apports liquide trouvé.

5.3 Mise en place d'un algorithme de calcul

A l'aide d'un langage de programmation Visual Basic (VB) ; une macro est effectuée sur Excel[®] pour calculer la probabilité de défaillance. La macro est illustrée par la figure 5.3.

```

Sub précipitation()
na = Sheets("pf=f(t)").Cells(1, "b")
np = Sheets("Surf-irrig").Cells(1, "b")
For t = 1 To na Step 10
Sheets("feuille6").Cells(2, "b") = t
For p = 1 To np
Sheets("pf=f(t)").Cells(1, "e") = t
Sheets("pf=f(t)").Cells(1, "f") = p
Sheets("feuille6").Cells(4, "b") = Sheets("Surf-irrig").Cells(p + 3, "a")

Sheets("feuille6").Cells(5, "b").GoalSeek Goal:=0.1, ChangingCell:=Sheets("Surf-irrig").Cells(p + 3, "b") = Sheets("feuille6").Cells(3, "b")
Next p
Sheets("pf=f(t)").Cells(t + 2, "a") = t
Sheets("pf=f(t)").Cells(t + 2, "b") = Sheets("Surf-irrig").Cells(4, "g")
Next t
End Sub

```

Figure 5.3. : Algorithme du calcul de la probabilité de défaillance en Visual Basic

5.4 Evaluation de la probabilité de défaillance

Différentes méthodes de résolution sont développées pour l'évaluation de la probabilité de défaillances P_f , on distingue : les méthodes recourant à une approximation, appelées méthode de gradient, tels que la méthode

- FORM « First Ordre Reliability Method » et la méthode SORM « Second Ordre Reliability Method » (Lemaire,
- les méthodes basées sur des simulations, telle que Monté Carlo.

La méthode de Monté Carlo est utilisée dans notre cas, pour sa simplicité et sa robustesse. Le principe de cette méthode repose sur la génération d'un grand nombre de tirages aléatoires autour des précipitations (P). Ainsi, un indicateur identifiant Id est utilisé pour définir l'état de défaillance du système pour la fonction d'état G donnée ; tel que :

$$Id = \begin{cases} 1 & \text{si } Gx \leq 0 \\ 0 & \text{si } Gx > 0 \end{cases}$$

❖ Étapes de la méthode Monte-Carlo

La méthode Monte-Carlo peut se résumer dans les étapes suivantes :

1. Définir les fonctions d'état limites
2. Associer à chaque paramètre variable une distribution adéquate (normale, log-normal, Gumbel.. etc.)

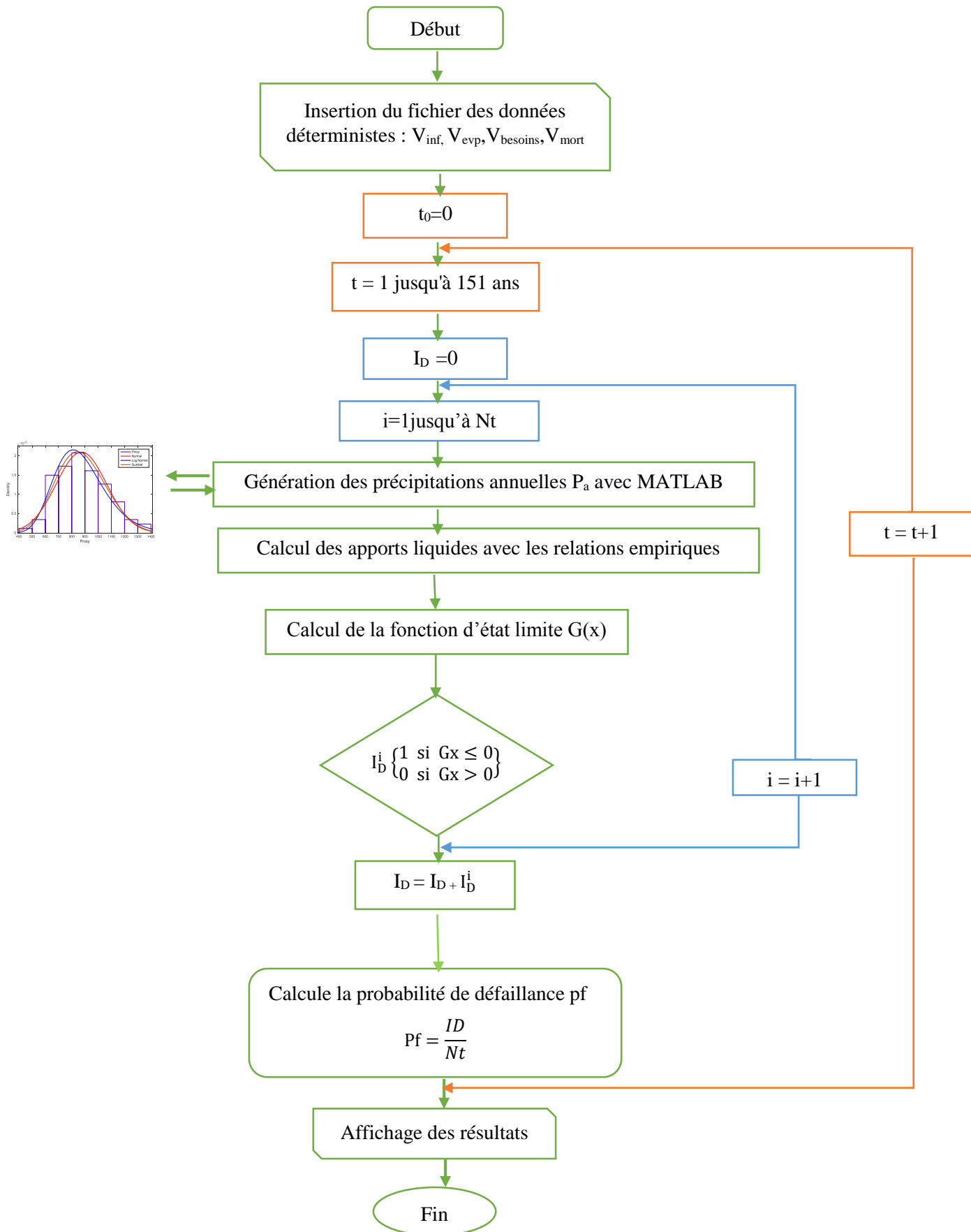
3. Générer N_t tirages pour chaque paramètre
4. Évaluer la valeur de la fonction d'état limite, et selon le cas :
 - S'il y a défaillance, incrémenter le compteur des cas défaillants par rapport au nombre de tirage effectués.
 - S'il n'y a pas de défaillance, il n'y a pas d'incrément.
5. Répéter de 1 à N_t jusqu'à ce qu'un nombre suffisant de tirage soit atteint

Estimer la probabilité en fonction du nombre des cas de défaillants par rapport au nombre total des tirages effectués ; et déduire la probabilité de défaillance par la relation 5.4 (O.D. Ditlevsen ET H.O, 1996)

$$Pf(t) = \frac{\sum_{i=1}^{N_t} I_{di}}{N_t} \quad (5.4)$$

La démarche de l'analyse fiabiliste est résumée dans l'organigramme suivant :

Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo.



5.5 Résultats et discussion

5.5.1 La courbe de convergence

Pour fixer le nombre de tirage, un test de convergence est effectué (figure 5.4). Les résultats du test ont montré que la probabilité de défaillance est stable pour un nombre de tirage supérieur à 6000. Ainsi, un nombre de 20000 est fixé pour les différentes simulations.

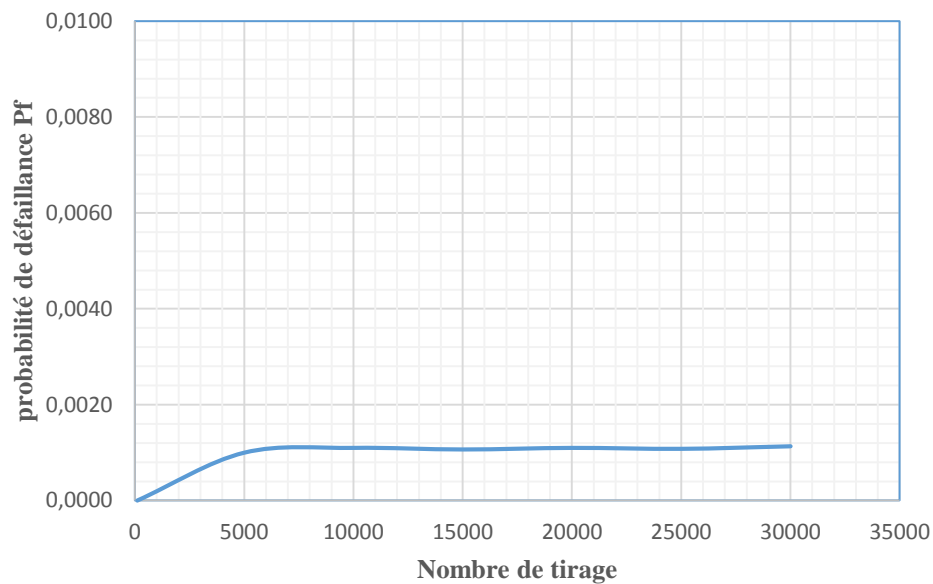


Figure 5.4 : teste de convergence

5.5.2. Paramètres de l'analyse

Les différents paramètres ayant servi pour la génération des précipitations moyennes annuelles pour les différents coefficients de variation (C_v) sont présentés dans les tableaux (5.5, 5.6 et 5.7).

Tableau 5.5 : Paramètres de génération des précipitations moyennes annuelles pour un $C_v=0.1$

Paramètres	Valeurs
Coefficient de variation C_v	0.1
Moyenne μ (valeur de P en mm)	872.934
Ecart type σ	87.29

Tableau 5.6 : Paramètres de génération des précipitations moyennes annuelles pour un $C_v=0.21$ (échantillons réel)

Paramètres	Valeurs
Coefficient de variation C_v	0.22
Moyenne μ (valeur de P en mm)	872.934
Ecart type σ	190.661

Tableau 5.7 : Paramètres de génération des précipitations moyennes annuelles pour un $C_v=0.3$

Paramètres	Valeurs
Coefficient de variation C_v	0.3
Moyenne μ (valeur de P en mm)	872.934
Ecart type σ	261.88

Un extrait des résultats de la génération des précipitations moyennes annuelles pour les différents C_v est donné dans le tableau 5.8.

Tableau 5.8 : Extrait des résultats de la génération de la loi Gumbel pour chaque C_v parmi 20000 valeurs sur Excel

$C_v=0.1$	$C_v=0.22$ (échantillons réel)	$C_v=0.3$
907,85	1041,24	1 122,32
945,98	1126,80	1 236,71
737,83	659,73	612,26
950,19	1136,25	1 249,35
858,01	929,41	972,82
726,41	634,10	578,01
780,43	755,32	740,07
838,87	886,45	915,38
982,42	1208,56	1 346,03
990,11	1225,84	1 369,12
748,07	682,69	642,97
996,96	1241,19	1 389,64
982,09	1207,83	1 345,04
825,68	856,86	875,82
903,06	1030,50	1 107,97
742,97	671,27	627,70
812,18	826,57	835,33
951,56	1139,32	1 253,45
900,49	1024,72	1 100,23
984,38	1212,97	1 351,92
863,54	941,80	989,38

5.5.3. Calcul de la probabilité de défaillance

La probabilité de défaillance en fonction du temps est calculée pour un coefficient de variation $Cv=0.22$, correspondant à notre échantillon. Toutefois, étant donné que la série d'observation des précipitations moyennes annuelles que nous avons utilisée n'est pas complète, nous avons considéré une valeur de Cv inférieure à 0.22, soit une valeur de 0.10, en supposant que les années manquantes sont pluvieuses, et aussi un coefficient de variation supérieur à 0.22, soit 0.3 en supposant que ces années manquantes sont des années de sécheresses. Le tableau 5.9 illustrent les résultats des probabilités de défaillances P_f obtenues dans le temps pour ces différents coefficients de variation. Ces résultats sont représentés dans la figure 5.5.

Tableau 5.9 : les résultats des probabilités de défaillances P_f

année	pf cv = 0.1	pf cv=0.2	pf cv = 0.3
1	0,0008	0,0652	0,1149
11	0,0008	0,0670	0,1168
21	0,0009	0,0689	0,1187
31	0,0010	0,0709	0,1203
41	0,0011	0,0727	0,1221
51	0,0011	0,0742	0,1236
61	0,0012	0,0760	0,1254
71	0,0013	0,0772	0,1271
81	0,0015	0,0793	0,1286
91	0,0019	0,0803	0,1301
101	0,0021	0,0817	0,1316
111	0,0021	0,0828	0,1331
121	0,0021	0,0840	0,1343
131	0,0025	0,0841	0,1352
141	0,0026	0,0850	0,1359
151	0,0885	0,2164	0,2522
161	0,8392	0,6039	0,5431
171	0,9984	0,8535	0,7616
181	1,0000	0,9531	0,8763
191	1,0000	0,9859	0,9395
201	1,0000	0,9973	0,9702
211	1,0000	0,9997	0,9866
221	1,0000	1,0000	0,9974
231	1,0000	1,0000	1,0000
241	1,0000	1,0000	1,0000
251	1,0000	1,0000	1,0000

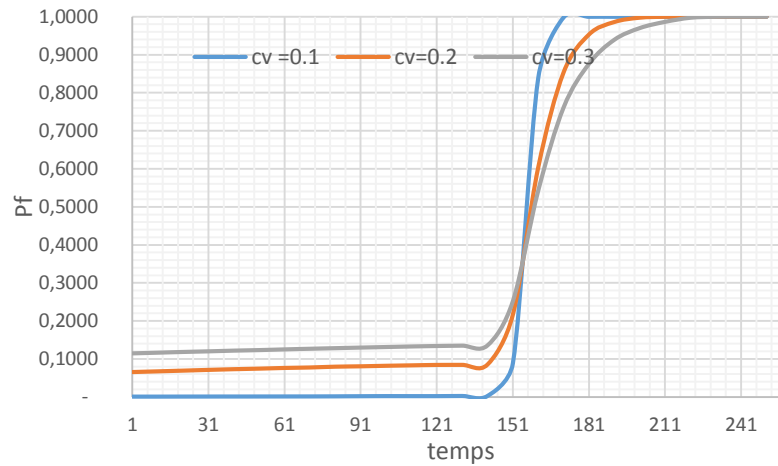


Figure 5.5 : Courbes de probabilités de défaillance P_f en fonction du temps.

Nous constatons que la probabilité de défaillance augmente en fonction du temps pour chaque coefficient de variation. Pour déterminer la durée de vie de notre retenue collinaire, nous nous référons au PNUD qui considère une fréquence $F = 80\%$ pour la disponibilité en eau des besoins agricoles. Autrement dit, si la retenue assure l'irrigation de 4 années /5, elle reste toujours dans le domaine de sécurité fonctionnelle. Ainsi, on admet implicitement 20% de défaillance fonctionnelle de la retenue, qui correspond à une probabilité de défaillance de $(1 - 0.80) = 0.20$. A partir de cette valeur admissible et après analyse des résultats du tableau 5.3, nous concluons que la durée de vie de notre retenue est de 146 ans, valeur obtenue par interpolation linéaire (figure 5.6), pour un $C_v = 0.3$; ce qui donne un volume de la vase égale à $66268,08 \text{ m}^3$ et qui représente 47% de la capacité optimale de la retenue. Cette durée de vie dépasse largement l'âge potentiel de la retenue.

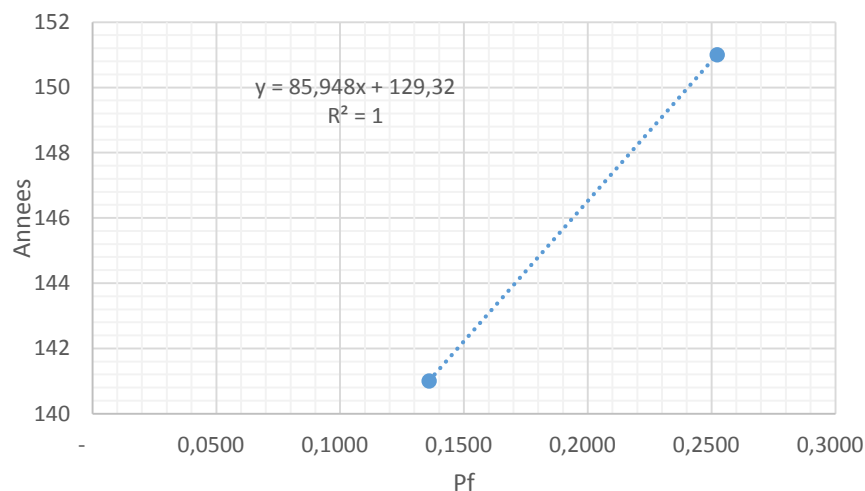


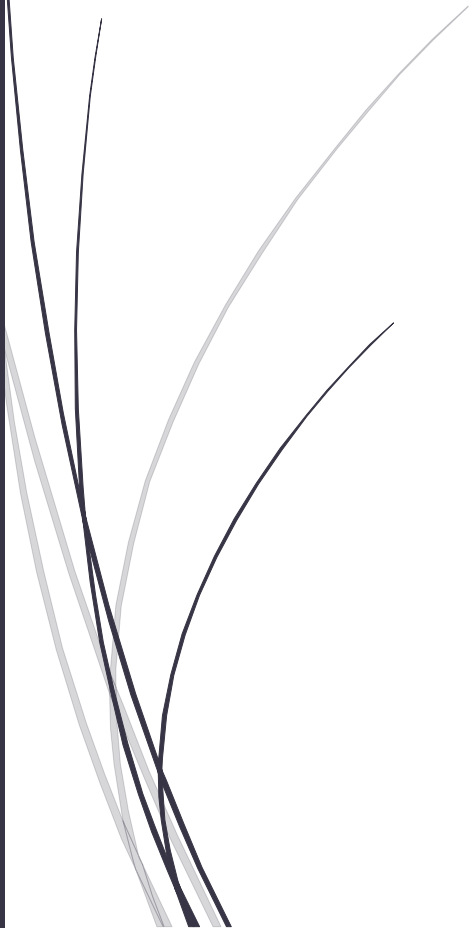
Figure 5.6 : Durée de vie de la retenue

Conclusion

Dans ce dernier chapitre, nous avons procédé à l'analyse fiabiliste de la retenue collinaire Abid Chamlal ayant fait l'objet d'une étude déterministe, en utilisant la simulation de Monté Carlo classique. Les variables aléatoires « précipitations moyennes annuelles » est générée par une loi de distribution de type Gumbel, avec un coefficient de variation C_v allant de 0.1 à 0.3 pour couvrir les lacunes des données de la série d'observation des précipitations. Le nombre de tirages est fixé à 20000, valeurs fixée après un test de convergence. Pour déterminer la durée de vie de notre retenue, nous nous sommes conformés au PNUD qui nous permis de fixer la probabilité de défaillance fonctionnelle admissible à 0.20. Les résultats des probabilités de défaillances nous ont permis de conclure que notre retenues reste fonctionnelle jusqu'à 146 ans ou le volume de la vase atteint $66268,08 \text{ m}^3$; ce qui représente 47% de la capacité optimale de la retenue. Durant ce temps-là, si aucune défaillance structurelle ne survient, la retenue reste fonctionnelle.



Conclusion Générale



L'analyse fonctionnelle de la retenue collinaire « **Abid Chamlal** » qui a été faite dans ce mémoire, a suivie une approche fiabilité de sa régulation.

Plusieurs étapes ont été réalisées à cet effet :

- La délimitation du bassin versant de la retenue sur une carte d'état-major de Tizi Ouzou a été effectuée ainsi que la détermination de ses caractéristiques morphométriques, en utilisant le système d'information géographique SIG.
- La généralisation d'un modèle numérique de terrain (MNT) à partir d'un semi de points a été effectuée après génération de courbes de niveau d'une équidistance de 1m.
- L'inventaire de différentes relations hydrologiques pour notre région ont montré que le relief du bassin d'étude est fort et que le terrain imperméable ; ce qui favorise le ruissèlement par rapport aux infiltrations. A cet effet, une série d'observations de 1995 à 2018, de la station pluviométrique de Tizi Ouzou ont été exploitées.
- Une étude déterministe de la régularisation a été conduite compte tenue des apports liquides calculés sur la base des précipitations, du volume de l'évaporation, des infiltrations et des besoins en eau d'irrigation a donné la capacité optimale de la retenue collinaire égale à 140131,48 m³, une cote NNR égale à 93,45 m et une surface d'irrigation de 18,23 ha.
- La courbe hauteur capacité a été actualisée à chaque instant, compte tenu du volume de la vase ; ce qui a permis la détermination de la surface d'irrigation dans le temps. Les résultats ont montré que l'évolution de cette surface suit une loi linéaire.
- l'analyse fiabiliste effectuée, en considérant les précipitations comme variable aléatoire, générée avec la loi de Gumbel, a montré que la retenue reste fonctionnelle au-delà de la durée de vie potentielle, et atteint 146 ans ; autrement dit la défaillance fonctionnelle est moins importante que la défaillance structurelle. Donc pour peu que la retenue soit résistante, elle reste fonctionnelle.

Conclusion générale

Toutes fois, il est a noté que dans ce mémoire, l'envasement est considéré constant dans le temps, avec un volume de 453,89 m³/an. Ce travail gagnerait à être amélioré en tenant compte de son évolution, sachant que l'envasement est fonction des apports.



Les annexes



Annexe A

Génération du MNT

Tableau 1. 1 : points du levé topographique pour la génération du MNT.

N °pt	X	Y	Z	44	597500	4062430	100	88	597250	4062290	110	132	597170	4062360	120
1	597770	4062640	80	45	597490	4062460	100	89	597220	4062290	110	133	597180	4062400	120
2	597710	4062630	80	46	597450	4062490	100	90	597220	4062310	110	134	597210	4062440	120
3	597670	4062640	80	47	597430	4062470	100	91	597220	4062350	110	135	597240	4062470	120
4	597640	4062640	80	48	597400	4062440	100	92	597230	4062380	110	136	597240	4062520	120
5	597600	4062630	80	49	597370	4062410	100	93	597240	4062420	110	137	597280	4062560	120
6	597550	4062630	80	50	597340	4062380	100	94	597260	4062440	110	138	597310	4062590	120
7	597560	4062670	80	51	597300	4062360	100	95	597280	4062470	110	139	597340	4062630	120
8	597560	4062710	80	52	597300	4062400	100	96	597290	4062510	110	140	597360	4062670	120
9	597560	4062750	80	53	597310	4062430	100	97	597330	4062540	110	141	597350	4062710	120
10	597550	4062780	80	54	597320	4062470	100	98	597350	4062560	110				
11	597820	4062570	90	55	597330	4062510	100	99	597380	4062600	110				
12	597770	4062570	90	56	597360	4062520	100	100	597410	4062620	110				
13	597730	4062580	90	57	597390	4062550	100	101	597440	4062650	110				
14	597680	4062580	90	58	597410	4062580	100	102	597460	4062670	110				
15	597640	4062580	90	59	597440	4062610	100	103	597470	4062710	110				
16	597590	4062570	90	60	597470	4062630	100	104	597470	4062750	110				
17	597550	4062560	90	61	597490	4062670	100	105	597450	4062770	110				
18	597520	4062540	90	62	597500	4062700	100	106	597810	4062410	120				
19	597500	4062510	90	63	597500	4062740	100	107	597770	4062430	120				
20	597460	4062510	90	64	597490	4062770	100	108	597720	4062440	120				
21	597430	4062510	90	65	597840	4062480	110	109	597670	4062470	120				
22	597450	4062550	90	66	597770	4062490	110	110	597640	4062480	120				
23	597470	4062590	90	67	597720	4062520	110	111	597620	4062440	120				
24	597490	4062620	90	68	597670	4062510	110	112	597620	4062390	120				
25	597500	4062660	90	69	597620	4062520	110	113	597610	4062350	120				
26	597520	4062700	90	70	597580	4062500	110	114	597600	4062290	120				
27	597530	4062740	90	71	597590	4062460	110	115	597580	4062250	120				
28	597520	4062770	90	72	597580	4062430	110	116	597570	4062190	120				
29	597840	4062560	100	73	597580	4062380	110	117	597540	4062220	120				
30	597790	4062530	100	74	597570	4062340	110	118	597510	4062260	120				
31	597760	4062530	100	75	597550	4062300	110	119	597490	4062310	120				
32	597730	4062550	100	76	597520	4062330	110	120	597440	4062290	120				
33	597690	4062570	100	77	597500	4062360	110	121	597410	4062330	120				
34	597650	4062560	100	78	597470	4062370	110	122	597380	4062290	120				
35	597610	4062560	100	79	597480	4062430	110	123	597350	4062250	120				
36	597580	4062540	100	80	597450	4062460	110	124	597340	4062210	120				
37	597560	4062510	100	81	597420	4062410	110	125	597340	4062170	120				
38	597550	4062480	100	82	597410	4062380	110	126	597320	4062140	120				
39	597550	4062450	100	83	597370	4062350	110	127	597290	4062160	120				
40	597550	4062420	100	84	597350	4062320	110	128	597250	4062200	120				
41	597550	4062390	100	85	597330	4062280	110	129	597190	4062220	120				
42	597520	4062390	100	86	597310	4062250	110	130	597170	4062260	120				
43	597500	4062400	100	87	597270	4062260	110	131	597180	4062310	120				

Annexe B :

Traitement statistiques des données (Aliche, 2016)

B.1. Définition

Un test statistique, noté test d'hypothèse, est une démarche qui consiste à fournir une règle de décision dans le but de faire un choix entre de hypothèses statistique, à savoir l'hypothèse nulle (H_0) et l'hypothèse alternative (H_1) (Mendenhall et al, 2006), (Rohatgi et al, 2001). Dans la démarche de vérification des hypothèses (H_0 et H_1) en se basant sur un test statistique, des règles de décision qui vont nous conduire à l'acceptation ou au rejet de l'hypothèse nulle H_0 sont établis.

Lorsque les données d'un échantillon proviennent d'une source purement aléatoire, on peut examiner si la distribution des observations semble s'apparenter à une distribution théorique connue. Pour vérifier la concordance entre une distribution empirique et une distribution théorique (loi de distribution : Normale, Log normale, Gamma, Weil bull, ...), la littérature nous offre une large gamme de test statistique (Chi 2, Kolmogorov- Smirnov, Shapiro, ...etc.). Dans ce qui suit, nous présentons le test de chi 2, considéré comme le principal test dits d'ajustement (Laurencelle, 2001).

B.2. Test d'adéquation de chi 2 (X^2)

Le test de d'adéquation de chi 2 est utilisé lorsqu'on cherche à comparer une distribution observée d'une variable aléatoire X à une distribution théorique connue (normale, Log -normal, Gumbel, ...).

Dans le cas d'utilisation du test de chi 2, les n observations de la variables aléatoire X (x_1, \dots, x_n) sont, dans un premier temps, classées et réparties dans un ensemble de k intervalles ou catégories (Laurencelle, 2001). Par la suite, nous tenons à comparer la série des fréquences (O_i) de valeurs observées dans les k classes de la variable à la série correspondante des fréquences théoriques (E_i) (Rohatgi et al, 2001).

$$X^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (\text{B.1})$$

En se basant sur l'indicateur X^2 , nous tenons à décider si les écarts entre les effectifs théoriques (E_i) et observés (O_i) dans chaque classe sont significatifs d'une différence de distribution ou si ils sont dus aux fluctuations d'échantillonnages. Pour ce faire nous procédons comme suit :

- **Etape 1**

Dans cette étape, les hypothèses H_0 et H_1 sont construites.

- **Etape 2**

A ce niveau, la fonction de discriminante du test et de sa distribution de probabilité est déterminée.

- **Etape 3**

A cette étape, les valeurs critiques de X^2 délimitant les zones d'acceptations et de rejet sont déterminées. La zone d'acceptation de l'hypothèse H_0 concernant la valeur X^2 doit être un intervalle dont 0 et la borne inférieure (X^2 et toujours positif). A partir de la table de chi 2 (figure 2.1), il y a lieu de déterminer la valeur maximale $X^2_{\alpha, \nu}$ de l'écart entre les deux distribution imputable aux variations d'échantillonnage au seuil de signification α , c'est-à-dire vérifiant : $P(X^2 > X^2_{\alpha, \nu}) = \alpha$.

$X^2_{\alpha, \nu}$, représente donc la valeur critique pour un test sur la concordance entre deux distributions. α désigne le seuil de signification tandis que ν désigne le nombre de degré de liberté évaluer en utilisant la relation

$$\nu = k - 1 \quad (\text{B. 2})$$

Pour les conditions d'application du test chi 2, ce test est d'une part sensible aux petits effectifs, et d'autres parts il est considéré comme applicable lorsque les effectifs théoriques (E_i) sont supérieurs ou égaux à 5, avec un nombre total d'observation supérieure à 50. Dans le cas contraire, il y a lieu de regrouper deux ou plusieurs classes adjacentes (les classes aux extrémités de la distribution).

- **Etape 4 : Interprétation du test du Chi 2**

Pour le test d'ajustement, la lecture des résultats d'un test de chi 2 est donnée comme suit :

- Si la valeur de la statistique de test chi 2 est inférieure à la valeur critique tirée de la table de chi 2 alors on conserve l'hypothèse nulle,
- Si la valeur de la statistique de test chi 2 est supérieure à la valeur critique tirée de la table de chi 2 alors on rejette l'hypothèse nulle et on accepte l'hypothèse alternative (H_1).

Tableau B. 1: Table de chi -2

p	0,999	0,995	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,005	0,001
ddl														
1	0,0000	0,0000	0,0002	0,0006	0,0039	0,0158	0,0642	1,6424	2,7055	3,8415	5,4119	6,6349	7,8794	10,8276
2	0,0020	0,0100	0,0201	0,0404	0,1026	0,2107	0,4463	3,2189	4,6052	5,9915	7,8240	9,2103	10,5966	13,8155
3	0,0243	0,0717	0,1148	0,1848	0,3518	0,5844	1,0052	4,6416	6,2514	7,8147	9,8374	11,3449	12,8382	16,2662
4	0,0908	0,2070	0,2971	0,4294	0,7107	1,0636	1,6488	5,9886	7,7794	9,4877	11,6678	13,2767	14,8603	18,4668
5	0,2102	0,4117	0,5543	0,7519	1,1455	1,6103	2,3425	7,2893	9,2364	11,0705	13,3882	15,0863	16,7496	20,5150
6	0,3811	0,6757	0,8721	1,1344	1,6354	2,2041	3,0701	8,5581	10,6446	12,5916	15,0332	16,8119	18,5476	22,4577
7	0,5985	0,9893	1,2390	1,5643	2,1673	2,8331	3,8223	9,8032	12,0170	14,0671	16,6224	18,4753	20,2777	24,3219
8	0,8571	1,3444	1,6465	2,0325	2,7326	3,4895	4,5936	11,0301	13,3616	15,5073	18,1682	20,0902	21,9550	26,1245
9	1,1519	1,7349	2,0879	2,5324	3,3251	4,1682	5,3801	12,2421	14,6837	16,9190	19,6790	21,6660	23,5894	27,8772
10	1,4787	2,1559	2,5582	3,0591	3,9403	4,8652	6,1791	13,4420	15,9872	18,3070	21,1608	23,2093	25,1882	29,5883
11	1,8339	2,6032	3,0535	3,6087	4,5748	5,5778	6,9887	14,6314	17,2750	19,6751	22,6179	24,7250	26,7568	31,2641
12	2,2142	3,0738	3,5706	4,1783	5,2260	6,3038	7,8073	15,8120	18,5493	21,0261	24,0540	26,2170	28,2995	32,9095
13	2,6172	3,5650	4,1069	4,7654	5,8919	7,0415	8,6339	16,9848	19,8119	22,3620	25,4715	27,6882	29,8195	34,5282
14	3,0407	4,0747	4,6604	5,3682	6,5706	7,7895	9,4673	18,1508	21,0641	23,6848	26,8728	29,1412	31,3193	36,1233
15	3,4827	4,6009	5,2293	5,9849	7,2609	8,5468	10,3070	19,3107	22,3071	24,9958	28,2595	30,5779	32,8013	37,6973
16	3,9416	5,1422	5,8122	6,6142	7,9616	9,3122	11,1521	20,4651	23,5418	26,2962	29,6332	31,9999	34,2672	39,2524
17	4,4161	5,6972	6,4078	7,2550	8,6718	10,0852	12,0023	21,6146	24,7690	27,5871	30,9950	33,4087	35,7185	40,9902
18	4,9048	6,2648	7,0149	7,9062	9,3905	10,8649	12,8570	22,7595	25,9894	28,8693	32,3462	34,8053	37,1565	42,3124
19	5,4068	6,8440	7,6327	8,5670	10,1170	11,6509	13,7158	23,9004	27,2036	30,1435	33,6874	36,1909	38,5823	43,8202
20	5,9210	7,4338	8,2604	9,2367	10,8508	12,4426	14,5784	25,0375	28,4120	31,4104	35,0196	37,5662	39,9968	45,3147
21	6,4467	8,0337	8,8972	9,9146	11,5913	13,2396	15,4446	26,1711	29,6151	32,6706	36,3434	38,9322	41,4011	46,7970
22	6,9830	8,6427	9,5425	10,6000	12,3380	14,0415	16,3140	27,3015	30,8133	33,9244	37,6595	40,2894	42,7957	48,2679
23	7,5292	9,2604	10,1957	11,2926	13,0905	14,8480	17,1865	28,4288	32,0069	35,1725	38,9683	41,6384	44,1813	49,7282
24	8,0849	9,8862	10,8564	11,9918	13,8484	15,6587	18,0618	29,5533	33,1962	36,4150	40,2704	42,9798	45,5585	51,1786
25	8,6493	10,5197	11,5240	12,6973	14,6114	16,4734	18,9398	30,6752	34,3816	37,6525	41,5661	44,3141	46,9279	52,6197
26	9,2221	11,1602	12,1981	13,4086	15,3792	17,2919	19,8202	31,7946	35,5632	38,8851	42,8558	45,6417	48,2899	54,0520
27	9,8028	11,8076	12,8785	14,1254	16,1514	18,1139	20,7030	32,9117	36,7412	40,1133	44,1400	46,9629	49,6449	55,4760
28	10,3909	12,4613	13,5647	14,8475	16,9279	18,9392	21,5880	34,0266	37,9159	41,3371	45,4188	48,2782	50,9934	56,8923
29	10,9861	13,1211	14,2565	15,5745	17,7084	19,7677	22,4751	35,1394	39,0875	42,5570	46,6927	49,5879	52,3356	58,3012
30	11,5880	13,7867	14,9535	16,3062	18,4927	20,5992	23,3641	36,2502	40,2560	43,7730	47,9618	50,8922	53,6720	59,7031
40	17,9164	20,7065	22,1643	23,8376	26,5093	29,0505	32,3450	47,2685	51,8051	55,7585	60,4361	63,6907	66,7660	73,4020
50	24,6739	27,9907	29,7067	31,6639	34,7643	37,6886	41,4492	58,1638	63,1671	67,5048	72,6133	76,1539	79,4900	86,6608
60	31,7383	35,5345	37,4849	39,6994	43,1880	46,4589	50,6406	68,9721	74,3970	79,0819	84,5799	88,3794	91,9517	99,6072
70	39,0364	43,2752	45,4417	47,8934	51,7393	55,3289	59,8978	79,1746	85,5270	90,5312	96,3875	100,4252	104,2149	112,3169
80	46,5199	51,1719	53,5401	56,2128	60,3915	64,2778	69,2069	90,4053	96,5782	101,8795	108,0693	112,3288	116,3211	124,8392
90	54,1552	59,1963	61,7541	64,6347	69,1260	73,2911	78,5584	101,0537	107,5650	113,1453	119,6485	124,1163	128,2989	137,2084
100	61,9179	67,3276	70,0649	73,1422	77,9295	82,3581	87,9453	111,6667	118,4980	124,3421	131,1417	135,8067	140,1695	149,4493
120	77,7551	83,8516	86,9233	90,3667	95,7046	100,6236	106,8056	132,8063	140,2326	146,5674	153,9182	158,9502	163,6482	173,6174
140	93,9256	100,6548	104,0344	107,8149	113,6593	119,0293	125,7581	153,8537	161,8270	168,6130	176,4709	181,8403	186,8468	197,4508
160	110,3603	117,6793	121,3456	125,4400	131,7561	137,5457	144,7834	174,8283	183,3106	190,5165	198,8464	204,5301	209,8239	221,0190
180	127,0111	134,8844	138,8204	143,2096	149,9688	156,1526	163,8682	195,7434	204,7037	212,3039	221,0772	227,0561	232,6198	244,3705
200	143,8428	152,2410	156,4320	161,1003	168,2786	174,8353	183,0028	216,6088	226,0210	233,9943	243,1869	249,4451	255,2642	267,5405
250	186,5541	196,1606	200,9386	206,2490	214,3916	221,8059	231,0128	268,5986	279,0504	287,8815	298,0388	304,9396	311,3462	324,8324
300	229,9634	240,6634	245,9725	251,8637	260,8781	269,0679	279,2143	320,3971	331,7885	341,3951	352,4246	359,9064	366,8444	381,4252
400	318,2596	330,9028	337,1553	344,0781	354,6410	364,2074	376,0218	423,5895	436,6490	447,6325	460,2108	468,7245	476,6064	493,1318
500	407,9470	422,3034	429,3875	437,2194	449,1468	459,9261	473,2099	526,4014	540,9303	553,1268	567,0698	576,4928	585,2066	603,4460
600	498,6229	514,5289	522,3651	531,0191	544,1801	556,0560	570,6680	628,9433	644,8004	658,0936	673,2703	683,5156	692,9816	712,7712
700	590,0480	607,3795	615,9075	625,3175	639,6130	652,4973	668,3308	731,2805	748,3591	762,6607	778,9721	789,9735	800,1314	821,3468
800	682,0665	700,7250	709,8969	720,0107	735,3623	749,1852	766,1555	833,4557	851,6712	866,9114	884,2789	895,9843	906,7862	929,3289
900	774,5698	794,4750	804,2517	815,0267	831,3702	846,0746	864,1125	935,4987	954,7819	970,9036	989,2631	1001,6296	1013,0364	1036,8260

B.3 Analyse statistique des précipitations annuelles

L'échantillon ayant fait l'objet de cette analyse est présenté dans le tableau B.2

Tableau B.2. Valeur de l'échantillon précipitation

année	P _{moy} annuel (mm)	année	P _{moy} annuel (mm)	année	P _{moy} annuel (mm)
1 914	942.00	1 943	593.00	1 976	1 046.00
1 915	991.00	1 944	643.00	1 977	678.00
1 916	986.00	1 945	746.00	1 978	702.00
1 917	937.00	1 946	1 048.00	1 979	707.00
1 918	874.00	1 947	620.00	1 980	863.00
1 919	1 085.00	1 948	1 168.00	1 995	822.70
1 920	638.00	1 949	801.00	1 996	500.00
1 921	1 042.00	1 950	844.00	1 997	1 113.20
1 922	808.00	1 951	854.00	1 998	689.50
1 923	1 161.00	1 952	1 155.00	1 999	556.40
1 924	857.00	1 953	928.00	2 000	606.90
1 925	712.00	1 954	800.00	2 001	461.80
1 926	876.00	1 955	716.00	2 002	1 217.50
1 927	717.00	1 956	815.00	2 003	832.60
1 928	1 134.00	1 957	653.00	2 004	696.30
1 929	1 075.00	1 958	1 322.00	2 005	732.60
1 930	743.00	1 959	1 023.00	2 006	793.10
1 931	970.00	1 960	1 065.00	2 007	931.60
1 932	871.00	1 961	687.00	2 008	1 010.80
1 933	718.00	1 962	844.00	2 009	963.80
1 934	1 202.00	1 967	733.00	2 010	1 016.60
1 935	842.00	1 968	796.00	2 011	1 028.80
1 936	977.00	1 969	955.00	2 012	936.80
1 937	644.00	1 970	1 151.00	2 013	835.20
1 938	684.00	1 971	650.00	2 014	969.40
1 939	1 205.00	1 972	1 014.00	2 015	772.10
1 940	891.00	1 973	1 303.00	2 016	618.70
1 941	731.00	1 974	1 174.00	2 017	947.80
1 942	840.00	1 975	715.00	2 018	926.10

a-Ajustement de la loi normale

h = 1

p = 0.0440

st = chi2stat: 11.4026

Df: 5

Edges: [461.8000 633.8400 719.8600 805.8800 891.9000 977.9200 1.0639e+03 1.1500e+03
1.3220e+03]

O: [7 17 10 16 12 10 5 10]

E: [9.1277 9.2317 13.1810 15.4063 14.7414 11.5468 7.4040 6.3611]

b-Ajustement de la loi log normale

h = 0

p = 0.3521

St = chi2stat: 5.5534

Df: 5

Edges: [461.8000 633.8400 719.8600 805.8800 891.9000 977.9200 1.0639e+03 1.1500e+03
1.3220e+03]

O: [7 17 10 16 12 10 5 10]

E: [8.0432 11.5256 15.3462 15.6323 13.0824 9.4554 6.1171 7.7979]

C-Ajustement de la loi Gumbel

h = 0

p = 0.0734

st = chi2stat: 8.5501

DF: 4

Edges: [461.8000 633.8400 719.8600 805.8800 891.9000 977.9200 1.0639e+03 1.1500e+03
1.3220e+03]

O: [7 17 10 16 12 10 5 10]

E: [8.4615 10.2657 14.2204 15.6005 14.0709 10.7222 7.0090 6.6497]

Notation :

h =1, hypothèse nulle peut être rejeté au seuil de 5%

h=0, hypothèse ne peut être rejeté au seuil de 5%

P : probabilité d'occurrence, elle donne la probabilité de non validation de H0, la probabilité une voir une conformité entre la théorie et l'observation. Plus P-value est petit le X^2 est élevée et plus la théorie et l'observation diffèrent.

Df : degrés de liberté

Edges : vecteur des extrémités des classes

Références bibliographiques

- **AGC** : African Geosystem Company
- **Ahmadi, H., Mohammadi, A. H., & Yeganeh, A.** (2015). Probability density functions of SCFs in internally ring-stiffened tubular KT-joints of offshore structures subjected to axial loading. *Thin-Walled Structures*, 94, 485-499.
- **Alain .GIRET** .hydrologie fluviale, ellipses Edition Marketing S.A.2007
- **ALICHE Amar**, contribution à l'analyse de l'évolution de la vulnérabilité des réservoirs en béton dans leur cycle de vie, 2016.
- **André Musy, Christophe Higy**. Hydrologie (une science de la nature).2004
- **André Musy**, Cours "Hydrologie générale", Laboratoire d'Hydrologie et Aménagements (HYDRAM) Institut des Sciences et Technologies de l'Environnement (ISTE) Ecole Polytechnique Fédérale (EPFL), 1992.
- **ANRH** : Agence National des Ressource Hydrique
- art. ANN. Vannak, Février 2008
- **François Anctil, Jean Rousselle, Nicolas Lauzon**. Hydrologie (cheminement de l'eau).Ecole polytechnique de Montréal, 2005
- **H.Hammoum, R.Bouzida**, Pratique des Systèmes d'Information Géographiques SIG, édition « les pages bleues internationales », ISBN 978-9947-850-67-1, Alger, 2010
- Hydrol contient .1993
- **J.P.Laborde**. Hydraulique Appliquée (hydrologie).décembre 2001
- **Jean Claude BADER** 1993
- José Lamas, HYDROLOGIE GENERALE. Principes et applications, 2ème édition, Editeur : Gaëtan Morin, 1998
- **Laurencelle, L. (2001)**. Hasard, Nombres aléatoire et méthode Monte Carlo (Presses de l'Université du Québec ed.). Canada.
- **Lemaire, M., Châteauneuf, A., & Mitteau, J. C.** « Fiabilité des structures couplage mécano-fiabiliste » édition Lavoisier, (2005).France. p 24.25.26, ISBN : 2- 7462-1057-6.
- **Lila BEN SI SAID & Malik BOUZELHA**, Contribution à l'évaluation des intensités pluviométriques et au calcul du débit sur le bassin versant du Sébaou, mémoire de master 2, 2016.

Bibliographie

- **M. K. GUERNANE.** Etude de la faisabilité de la retenue collinaire n° 396
Wilaya Tizi-Ouzou, 1986.
- **Mendenhall, W., Beaver, R. J., & Beaver, B. M. (2006).** Introduction to Probability and Statistics (Brooks/Cole, Cengage Learning ed.). USA.
- **P. Dubreuil, initiation** à l'analyse hydrologique, paris : ORSTOM ,1974
- PNUD .1987
- **Rohatgi, V. K., & Saleh, A. M. M. E. (2001).** Introduction to Probability and Statistics. (JOHN WILEY & SONS, INC. ed. Vol. Second Edition).