

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

**DEPARTEMENT D'IRRIGATION ET DRAINAGE**

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

*Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**Option: IRRIGATION ET DRAINAGE**

**THEME DU PROJET :**

**DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU D'IRRIGATION  
DU PERIMETRE D'EL KSEUR (W.BEJAIA)  
A PARTIR D'UN FORAGE**

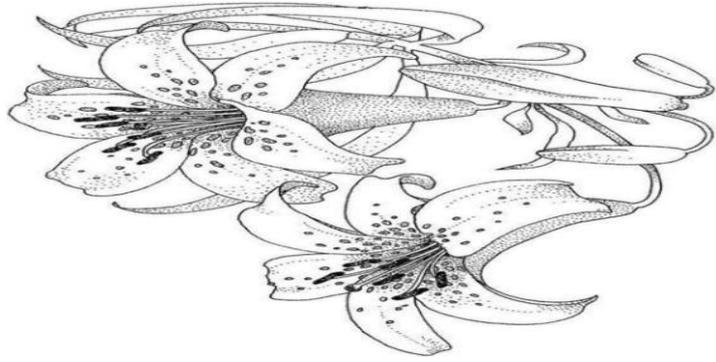
**PRESENTE PAR :**

**M<sup>elle</sup> TERCHI sara**

**Devant les membres du jury**

<b>Noms et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> MESSAHEL Mekki	Professeur	Président
M <sup>r</sup> BENKACI ALI Tarek	M.C.B	Examinateur
M <sup>me</sup> MAZOUZI Sabra	M.A.B	Examinatrice
M <sup>me</sup> BOUCHAMA Hassina	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> YAHIAOUI Samir	M .A.B	Promoteur

**JUIN - 2014**



## *Remerciement*

*Avant tout, je remercie DIEU qui a aluminée mon chemin et  
qui*

*m'a armé de courage pour achever mes études.*

*Je remercie fortement mon promoteur : Mr YAHIAOUI SAMIR  
de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener  
à bien ce travail.*

*Je remercie mes parents pour leur encouragement*

*Je remercie ma copine khayra pour tous ses exténuations  
avec moi.*

*Je tien a remercier aussi :*

*Les membres de jury pour avoir accepter d'évaluer mon travail*

*Le directeur, le corps de l'enseignement et les étudiant de l'ENSH.*

## *Dédicace:*

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance, et bien au-delà, je le dois à mon cher père ABD-EL AZIZ et à ma douce mère HASNA qui m'ont fourni au quotidien un soutien et une confiance sans faille et de ce fait, je ne saurais exprimer ma gratitude seulement par des mots.*

*Que dieu vous protège et vous garde pour nous.*

*A ma précieuse sœur FATIMA.*

*A ma chère copine KHAYRA qui a été toujours à mes cotés  
dés mon premier jour sur l'ENSH.*

*A mes meilleurs amis : SAFIA, LEILA, MERIEM,  
et TAK .*

*A mes collègues de l'ENSH : MEHDI et HAMZA.*

المخلص :

إن وفرة الموارد المائية قد نقصت للأسف في هذي الأعوام الأخيرة ، بسبب مخلفات الجفاف ، و الاستغلال اللاعقلاني لهذه الموارد المهمة في منطقة الصومام ، و التي تؤثر سلبا على قطاع الزراعة .

من أجل إيجاد حل لهذه الوضعية المقلقة ، فلاستغلال الجيد لهذه الموارد يعتبر الحل الأمثل .

هذا المشروع يهدف إلى تحسين تسيير هذه المياه الجوفية في المنطقة ، وذلك بتصميم شبكة السقي القادرة على تغطية العجز المائي على مستوى محيط القصر بولاية بجاية .

## Résumé

:

La disponibilité de la ressource hydrique est mise en danger ces dernières années à cause des effets de la sécheresse et la surexploitation de cette ressource qui peut affecter le domaine agricole d'une manière considérable.

La bonne gestion des ressources demeure la plus envisageable comme solution à cette situation

A partir de ce contexte, notre projet a été fait pour assurer la bonne gestion de la ressource en eau souterraine dans la région de Soummam, en dimensionnant un réseau d'irrigation qui peut combler le déficit hydrique au niveau du périmètre d'El Kseur wilaya de Bejaia.

## Abstract

:

The availability of water resources is compromised during these last years because of the affects to dryness and over-exploitation of these invaluable resources which affect the agricultural domain considerably.

The good management of these resources remains most possible, to crue this worrying

situation. In this context, this project aims at ameliorating managing the underground

water resource in the

area of Soummam by dimensioning a network of irrigation able to make up the hydrous deficit .

# SOMMAIRE

## Introduction générale

### Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	
I.1 présentation de la parcelle .....	1
I.1.1 Situation géographique .....	1
I.1.2 Topographie .....	1
I.1.3 II.3 Description de la parcelle.....	2
I.2 Climat De la région .....	2
I.2.1 Caractéristiques climatologiques.....	2
a. Précipitations .....	4
b. Températures .....	5
c. Le vent .....	5
d. Humidité relative .....	6
d. Insolation .....	6
I.2.2 Classement Du Climat .....	6
a. Quotient pluviométrique d'Emberger.....	6
b. Indice de MARTON .....	8
c. Diagramme bioclimatique de Gaussen.....	9
I.3 Géologie et géomorphologie.....	9
I.3.1 Géologie régionale .....	9
I.3.2 Géologie locale .....	12
I.3.3 Géomorphologie .....	12
I.4 Hydrologie et Hydrogéologie de la région .....	13
I.5 Facteurs favorables au développement agricole dans la région .....	13
Conclusion.....	14

### Chapitre II : Étude hydrologique

Introduction .....	15
II.1 La pluviométrie.....	15
II.1.1 Vérification l'homogénéité de la série pluviométrique.....	15
II.1.2 Étude statistique des précipitations.....	17
II.1.2.1 Etudes de la précipitation annuelle .....	19
a. Ajustement a la loi normale (gauss).....	20
b. Ajustement à la loi log-normale (Galton) .....	21
c. Ajustement à la loi de gumbel .....	23
II.1.2.2 Le choix de la loi : .....	25
II.1.3 Détermination de l'année de calcule:.....	25

Conclusion.....	26
-----------------	----

### **Chapitre III : Calcul des besoins en eaux des cultures**

Introduction.....	27
III.1 Les cultures envisageables.....	27
III.1.1 Maraichages .....	27
III.1.2 Arboriculture.....	27
III.1.3Céréaliculture .....	27
III.3 caractéristiques hydraulique du sol .....	39
III.3.1 Généralités sur l'évapotranspiration .....	28
III.3.1.1 Définition de l'évapotranspiration.....	28
a. L'évapotranspiration potentielle ou de référence (ETP ou ET0).....	28
b. L'évapotranspiration réelle (ETR).....	28
c. L'évapotranspiration maximale (ETM).....	28
III.3.1.2 Méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration .....	29
a. Calcul de l'évapotranspiration réelle ETR.....	29
b. Calcul de l'évapotranspiration potentielle ETP.....	30
III.3.1.3. Calcul des besoins en eau à l'aide du logiciel IrriTech .....	32
a. Calcul de l'évapotranspiration potentielle.....	32
b. Calcul de la pluie efficace .....	32
c. choix des cultures.....	34
d. Calcul des besoins nets.....	34
e. Volumes d'eau nécessaires à combler le déficit hydrique.....	36
Conclusion .....	36

### **Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages de stockage de transfert et de distribution**

Introduction .....	38
IV.1 Le débit caractéristique .....	38
IV.2 Calcul des différentes doses et durées d'irrigation.....	39
a. Calcule de la dose nette pratique d'irrigation.....	39
b. Calcul de la dose nette réelle d'irrigation.....	40
c. Calcul de la dose brute.....	41
d. Calcul des besoins journaliers réduits .....	41
IV.2.2 Calcul de la fréquence et des durées d'arrosage.....	43
a. Calcul de la fréquence minimale d'arrosage.....	43
b. Durée des arrosages.....	43
c. Durée journalière d'arrosage.....	44
IV.3 Dimensionnements du réseau d'irrigation et de l'ouvrage de stockage .....	44
IV.3.1 Découpage de la parcelle en postes.....	44
IV.3.2 Calcul des diamètres des rampes et portes rampes.....	45
a. Calcul du nombre de goutteurs par poste.....	45

b. Calcul du débit d'une rampe et d'une porte rampe.....	45
c. Diamètres des rampes et portes rampes.....	46
c.1 Calcul hydraulique du réseau .....	46
c.2 Conditions hydrauliques .....	47
c.3 Calcul et choix des diamètres.....	48
IV.2.3 Dimensionnement des conduites secondaires .....	49
a. Le débit.....	49
b. La vitesse.....	49
c. Calcul du diamètre .....	50
d. Calcul pertes de charge linéaires .....	50
IV.2.4 Dimensionnement de la conduite principale.....	52
IV.2.5 Dimensionnement de la bache de distribution.....	53
IV.3 Dimensionnement de la conduite d'amenée.....	54
IV.3.1 Généralités sur le calcul du diamètre économique.....	55
IV.3.2 Pertes de charges hydrauliques dans les conduites .....	56
a. Perte de charge linéaire .....	56
b. Perte de charge singulière .....	56
IV.3.3 Calcul du diamètre économique .....	56
a. Hauteur Manométrique Totale .....	56
b. Puissance absorbée par la pompe .....	57
c. Energie consommée par la pompe .....	57
d. Frais d'exploitation .....	57
e. Frais d'amortissement .....	57
f. Coût total.....	58
Conclusion.....	60

## **Chapitre VI Estimation du cout final du projet**

Introduction.....	60
V.1 Frais des travaux de terrassements.....	60
V.1.1 Calcul des volumes de déblais et remblais.....	60
V.1.2 Cout total des terrassements.....	62
V.2 Frais de construction du réservoir .....	63
V.3 Frais des tuyauteries et des accessoires nécessaires au réseau.....	63
V.4 Coût finale du projet.....	66
Conclusion.....	66

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I : Caractéristiques générales de la zone d'étude

<b>Tableau I.1:</b> Coordonnées de la station pluviométrique Béjaia Aéroport...	04
<b>Tableau I.2:</b> Pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle.....	04
<b>Tableau I.3:</b> Températures moyennes maximales et minimales mensuelles interannuelles...	05
<b>Tableau I.7 :</b> Valeurs De l'indice d'aridité.....	08
<b>Tableau I.4:</b> Vitesses moyennes mensuelles interannuelles du vent.....	05
<b>Tableau I.5:</b> Humidité relative moyenne mensuelle interannuelle.....	06
<b>Tableau I.6:</b> Insolation moyenne mensuelle interannuelle .....	06
<b>Tableau I.3:</b> Températures moyennes maximales et minimales mensuelles interannuelles..	07

## Chapitre II : Etude hydrologique

<b>Tableau II.1:</b> Détail du procédé de Test d'homogénéité pour la station aéroport Béjaia....	16
<b>Tableau II.2:</b> Résultats du test d'homogénéisation de Wilcoxon.....	17
<b>Tableau II.3:</b> Données de l'échantillon d'étude.....	18
<b>Tableau II.4:</b> Les résultats d'ajustement à la loi normal (Gauss).....	22
<b>Tableau II.5:</b> Les résultats d'ajustement à la loi log-normal .....	20
<b>Tableau II.5:</b> Les résultats d'ajustement à la loi de guambel .....	24
<b>Tableau II.8:</b> Reconstitution de l'année de probabilité 80%.....	26

## Chapitre III : Calcul des besoins en eaux des cultures

<b>Tableau III.1:</b> Evapotranspiration en mm/jour .....	34
<b>Tableau III.2:</b> Les précipitations efficaces.....	35
<b>Tableau III.3:</b> Besoins nets partiels et totaux calculés par le logiciel IrriTech .....	36
<b>Tableau III.4:</b> Volumes d'eau nécessaires à l'irrigation. ....	37

## Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages de stockage de transfert et de distribution

<b>Tableau IV.1:</b> Calcul des doses et durées des irrigations.....	44
<b>Tableau IV.2:</b> Caractéristiques des rampes.....	48
<b>Tableau IV.3:</b> Caractéristiques des portes rampes.....	49
<b>Tableau IV.4:</b> Calcul de diamètre et de perte de charge linéaire des conduites secondaires..	52
<b>Tableau IV.5:</b> Choix des diamètres de la conduite principale.....	53
<b>Tableau IV.6:</b> Calcul des volumes d'eau nécessaires pour irriguer chaque tranche.....	53

<b>Tableau IV.7:</b> des pertes de charges de la HMT de la pompe et sa puissance.....	58
<b>Tableau IV.8:</b> Calcul des frais de l'exploitation et des frais d'installation.....	59
<b>Tableau IV.9:</b> Calcul du bilan ou du coût total de l'installation.....	59

### **Chapitre V : Estimation du coût final du projet**

<b>Tableau V.1:</b> Calcul des volumes des déblais et remblais.....	61
<b>Tableau V.2:</b> Frais des organes de l'ouvrage de tête.....	64
<b>Tableau V.3 :</b> Frais des organes de constituant tous les postes d'irrigation.....	64
<b>Tableau V.4 :</b> Frais des organes de la conduite d'amenée.....	64
<b>Tableau V.5 :</b> Frais des organes de la conduite principale.....	65
<b>Tableau V.6 :</b> Frais des organes de la conduite secondaire .....	65

## **LISTE DES PLANCHES**

**Planche 01** : Plan topographique la parcelle.

**Planche 02** : Projection du réseau sur la parcelle.

**Planche 03** : Profil en long de la conduite d'amenée.

**Planche 04** : Profil en long de la conduite principale.

**Planche 05** : Schéma représentatif des postes occupé par les trois cultures.

## LISTES DES FIGURES

### Chapitre I : Caractéristiques générales de la zone d'étude

<b>Figure I.1 :</b> photo aérienne de la parcelle en question .....	01
<b>Figure I.2 :</b> carte du bio climat de la wilaya de Bejaia.....	03
<b>Figure I.3:</b> diagramme d'EMBERGER.....	07
<b>Figure I.4:</b> Diagramme bioclimatique de Gaussen.....	09

### Chapitre II : Etude hydrologique

<b>Figure II.1:</b> L'allure des points sur du papier à probabilité.....	18
<b>Figure II.2 :</b> allure des points sur le papier à probabilité d'ajustement à la loi normal.....	21
<b>Figure II.3 :</b> allure des points sur le papier à probabilité d'ajustement à la loi log normal..	23
<b>Figure II.4 :</b> allure des points sur le papier à probabilité d'ajustement à la loi de gumbel...	25

### Chapitre V : Estimation du coût final du projet

<b>Figure V.1 :</b> Disposition de la conduite dans une tranchée.....	61
---	----

## INTRODUCTION

Depuis l'antiquité, l'eau saine a toujours été le repère idéal pour l'emplacement de toutes les civilisations aussi anciennes que soient-elles. En effet, cette ressource si précieuse et vitale a bien conditionné la survie et la prospérité de l'homme ainsi que ses conditions et son environnement.

Par contre, au fil des siècles, cette ressource se trouve de plus en plus rare, et de qualité pour le moins que l'on puisse dire en détérioration.

Ce constat dramatique se visualise aujourd'hui plus que jamais à travers l'effet combiné des changements climatiques et de la pollution qui ne font que causer d'avantage de contraintes et de conflits entre les peuples.

Notre pays n'est pas épargné par ce problème, et plus spécialement dans la région de la Soummam qui abrite des plaines de nature très fertile. En effet, la disponibilité de la ressource hydrique dans cette région est désormais compromise au cours de ces dernières années à cause, bien entendu, des effets de la sécheresse et de la surexploitation de ces précieuses ressources. Ce qui a causé au cours de cette période des baisses de rendements importants d'après les services de la DSA de Béjaia.

De ce fait, le recours à d'autres ressources à l'image de l'exploitation du barrage Tichy-Haff, et surtout la gestion rationnelle de celle-ci demeure l'une des solutions les plus prometteuses à l'heure qu'il est.

Ce projet de fin d'études est cadré dans ce contexte, il vise à aller de l'avant en ce qui concerne la maîtrise de la gestion de la ressource en eaux souterraines dans la région de la Soummam en optimisant son usage dans le domaine agricole.

En effet, ce projet en question consiste à dimensionner un réseau d'irrigation capable de combler le déficit hydrique au niveau du périmètre d'El-Kseur (Wilaya de Béjaia).

Pour bien mener cette étude, nous avons réparti notre travail en cinq chapitres comme suit:

- Caractéristiques générales de la zone d'étude.

- Etude hydrologique.
- Calcul des besoins en eau des cultures.
- Dimensionnement des ouvrages de stockage et les conduites de transfert et de distribution.
- Estimation du cout final du projet.

# CHAPITRE I

## Caractéristiques générales de la zone d'étude

## Introduction

La région se caractérise par son climat, sa topographie et sa géologie. Les facteurs qui déterminent le climat sont la précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, la température et le vent qui ont une influence sur l'évaporation et la transpiration.

Les précipitations, et l'écoulement des eaux varie celons la topographie du site. La géologie influe, elle, sur la topographie et l'infiltration des eaux vers les zones aquifères. [1]

Dans ce chapitre les caractéristiques des ces facteurs sus- cités vont être présenté.

## I.1 présentation de la parcelle

### I.1.1 Situation géographique

Le périmètre étudié se situe à la frontière d'El kseur à 30 km au sud de la ville de Bejaia, sur la rive gauche de la vallée de la Soummam.



**Figure I.1 :** photo aérienne de la parcelle en question

### I.1.2 Topographie

La parcelle est d'une longueur moyenne avoisinant les 2300 mètres et de largeur variant de 1100 a 1200 mètres, caractérisée par une faible pente, les côtes vont d'environ 34m a 39m, sa partie sud et est est directement délimité par le lit de l'oued Soummam, et certaines aires sont

toujours inexploitées à cause des remontées fréquentes de l'oued en période d'hiver, alors qu'au nord et l'ouest elle est délimitée par d'autres parcelles agricoles.

### **I.1.3 Description de la parcelle**

La parcelle s'étend sur une surface de 180 hectares, elle était constituée d'une pépinière, d'abris pour élevage d'ovin et bovins, mais aussi d'aires de pâturage, ainsi que de surfaces plantées en variétés d'agrumes ( orangers, citronniers, mandarinier).

Un forage est mis en place au niveau de la parcelle afin de satisfaire au différents besoins, (irrigation des surfaces plantés, arrosage au niveau de la pépinière, lavage du matériel, eau à boire pour les animaux). Il est aussi utilisé pour irriguer des parcelles aux alentours, mais après reconversion de certains forages d'alimentation en eaux potables à l'irrigation, et la réparation ou réalisation d'autres, il est devenu possible d'utiliser ce forage de manière plus abondante.

Suite a la crue de 2004 qui a engendré de gros dégâts matériels, ainsi qu'en vies animales, les abris on été délocalisés vers des endroits plus sûrs, de grandes aires sont restées sois inexploitées, sois laissées pour la production du foin.

Dans notre étude on propose en plus des oliviers et des vignes pour mettre en valeur les terrains non exploités en choisissant des cultures bien adaptée aux conditions climatiques.

## **I.2 le Climat de la région**

Le climat peut être défini comme étant l'ensemble des phénomènes météorologiques qui caractérisent l'état de l'atmosphère et de son évolution en un lieu donné. Les principales composantes du climat sont : les précipitations, la température, le vent, l'évaporation et l'humidité relative.

### **I.2.1 Caractéristiques climatologiques**

Le climat du territoire de la vallée de la Soummam est de type méditerranéen. Du littoral vers les zones d'intérieur, trois étages bioclimatiques ont été distingués :

- Etage Humide, sur le bassin versant nord avec des précipitations pouvant atteindre les 1000 mm par an.
- Etage sub-humide entre El Kseur et Sidi Aich, avec une pluviométrie moyenne de 600 à 900 mm par an.

- Etage semi-aride, le long de la vallée de Sidi Aich à Tazmalt, avec une pluviométrie relativement faible allant de 400 à 600 mm par an et des températures légèrement plus élevées allant de 26 à 30°C. [2]

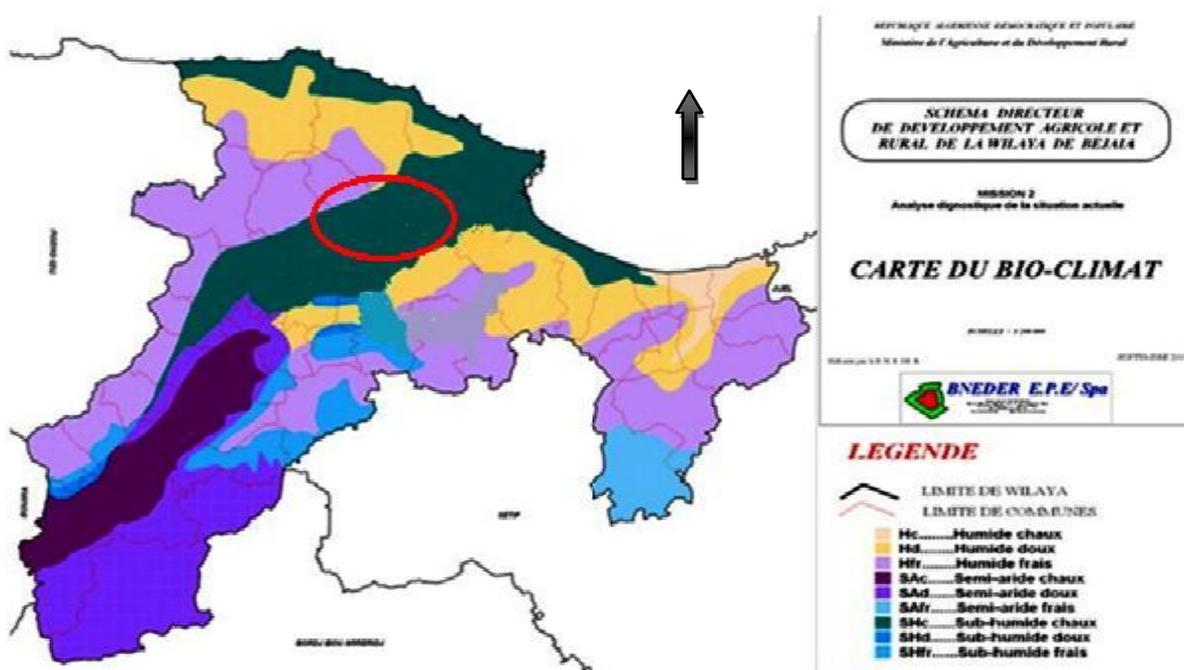
Cette zone traverse une période de sécheresse climatique de 4 à 5 mois, allant du mois de mai au mois de septembre, le reste des mois de l'année étant humides.

Ces caractéristiques climatiques suscitées ont été confirmées par des études antérieures.

D'ailleurs on dispose d'une carte de climat (**Figure I.2**), illustrant les différents étages climatiques existant dans la wilaya de Béjaïa en général, mais aussi le climat régnant sur la région d'el kseur où se situe la parcelle qu'on étudiera.

D'après la carte on déduit que la région d'El kseur (illustrées par une ellipse rouge) est divisée en trois zones climatiques qui sont ;

- Zone à climat sub-humide chaud
- Zone à climat humide doux
- Zone à climat humide frais



**Figure I.2** : carte du bio climat de la wilaya de Béjaïa

Source : INRAA de Béjaïa

S'appuyant sur des données climatiques, en mesurant ou quantifiant des phénomènes météorologiques tels que ; les précipitations, les températures, les vitesses de vent ainsi que les taux d'humidité. On pourra mener notre propre étude qui va nous permettre de déterminer le climat qui règne sur notre zone d'étude.

Vu l'absence d'une station météorologique à l'El Kseur ainsi qu'aux communes du pourtour, on c'est fixé aux données de la station Béjaia Aéroport, qui est la plus proche du point de vu géographique et topographique. Les valeurs représentent les moyennes observées sur une période de 34 ans (1980 à 2013), les données les plus récentes qu'on a pu récolter.

Les données météorologiques utilisées dans cette étude ont été fournis par l'Office National de la Météorologie.

Les caractéristiques géographiques de la station sont définies dans le tableau suivant :

**Tableau I.1:** Coordonnées de la station pluviométrique Béjaia Aéroport

station	Code	Coordonnées UTM		Altitude (m)	Période d'observation	Nombre d'années
		Latitude	Longitude			
<b>Béjaia aéroport</b>	6040200	36°72' N	05°07 E	02	1980-2013	34

Source : L'Office National Météorologique (ONM)

### a. Précipitations

**Tableau I.2 :** Pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sept	Oct	Nov	Dec	Annuel
P <sub>moy</sub> (mm)	113.4	79.3	61	70.7	44.1	14.1	4.2	11.2	37.1	63.1	92.2	113,4	704

Source : ONM Béjaia

### Interprétation

La répartition des précipitations mensuelles fait ressortir deux saisons distinctes. La saison sèche s'étale sur quatre mois et demi (de juin à septembre). La saison humide est assez importante, elle s'étale de novembre à mai et les précipitations durant cette période représentent 82% du total annuel des précipitations.

Le mois le plus sec est celui de juillet avec une lame de **4.2mm**, le plus humide est le mois de décembre et janvier avec **113.4mm**.

## b. Températures

Pour bien analyser les températures de notre région d'étude, nous avons utilisé celles enregistrées au niveau de la station de l'office National de météorologique de Béjaia durant 10 ans (2003 à 2013).

**Tableau I.3 :** températures moyennes maximales et minimales mensuelles interannuelles

	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Octo	Nove	Dece	Annuel
T <sub>moy</sub>	13	13	14.3	16.2	19.2	22.65	25.95	25.85	24.2	20.5	16.15	12.85	17.7
T <sub>min</sub>	9.1	7.8	9.4	11.8	14.4	17.3	22.6	20.8	19.3	15.2	11.7	9.0	12.6
T <sub>max</sub>	16.9	18.2	19.2	20.6	24.0	28.0	29.3	30.9	29.1	25.8	20.6	16.7	22.7

Source : ONM Béjaia

### Interprétation

D'après le graphe suscité nous avons constaté que la température moyenne maximale enregistrée à la station de Bejaia est de **25.95°C** au mois d'Juillet, quand à la température minimale elle est de **7.8°C** enregistrée au mois de Février.

Le mois le plus chaud de l'année étant celui de moi d'juillet **25.95°C**, le plus frais est celui de février **7.8°C**.

## c. Le vent

**Tableau I.4 :** Vitesses moyennes mensuelles interannuelles du vent

mois	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Octo	Nove	Dec	Annuel
V <sub>v</sub> (m/s)	3.0	2.9	2.6	2.8	2.4	2.5	2.6	2.7	2.7	3.0	3.3	3.5	2.8

Source : ONM Béjaia

### Interprétation

La vitesse moyenne du vent est relativement faible et homogène durant toute l'année, elle oscille entre **2.4m/s** en mai à **3.5m/s** en décembre.

Direction du vent dominant dans la zone d'étude est d'Est vers l'Ouest.

#### d. Humidité relative

Les valeurs dressées dans le tableau sous cité représentent une moyenne mensuelle de l'humidité en % durant une période d'observation de dix ans.

**Tableau I.5 :** Humidité relative moyenne mensuelle interannuelle

mois	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Octo	Nov	Dec	Annuel
H <sub>r</sub> (%)	75	76	75	76	78	70	68	67	69	68	67	68	71

Source : ONM Béjaia

#### Interprétation

Le tableau suscité montre que l'humidité relative moyenne est importante en hiver et en printemps avec des valeurs maximales en Février et Mai, respectivement 76% et 78%. Les valeurs minimales en Août et Novembre avec 67%.

#### e. Insolation

Le phénomène d'insolation qui est défini par le nombre d'heures pendant les quelles le soleil a brillé, est enregistré durant toute l'année avec des valeurs variables, les plus importantes ont lieu en période chaude allant d'Avril au mois de Septembre, la valeur la plus élevée est celle du mois de Juillet avec **(10.68heures/jour)** d'après le tableau suivant, elle atteint les minimas au mois de Décembre avec **4.8 heures/jour**.

**Tableau I-6 :** Insolation moyenne mensuelle interannuelle

mois	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Annuel
Ins (h/j)	5,03	6,32	7,05	8,08	8,49	10,07	10,68	9,77	7,79	6,71	5,3	4,8	90,09

Source : ONM Béjaia

### I.2.2 Classement Du Climat

#### a. Quotient pluviométrique d'Emberger

La méthode est fondée sur un diagramme dressé par Mr. EMBERGER qui nous renseigne sur le type de climat, ainsi que la nature d'hiver dominant d'une région. Le quotient D'EMBERGER que nous avons projeté sur le diagramme bioclimatique est le suivant:

$$\frac{\text{P}(\text{mm})}{\text{I}(\text{mm})} \dots\dots\dots (I.1)$$

Avec :

Q : Quotient pluviométrique d'EMBERGER ;

P : précipitation moyenne annuelle de la région (mm) ;

M : température moyenne maximale du mois le plus chaud en (K°) ;

m : température moyenne minimale du mois le plus froid en (K°).

$P = 704 \text{ mm}$

$M = 30.9 + 273 = 303.9 \text{ K}^\circ$

$m = 7.8 + 273 = 280.8 \text{ K}^\circ$

D'où ;

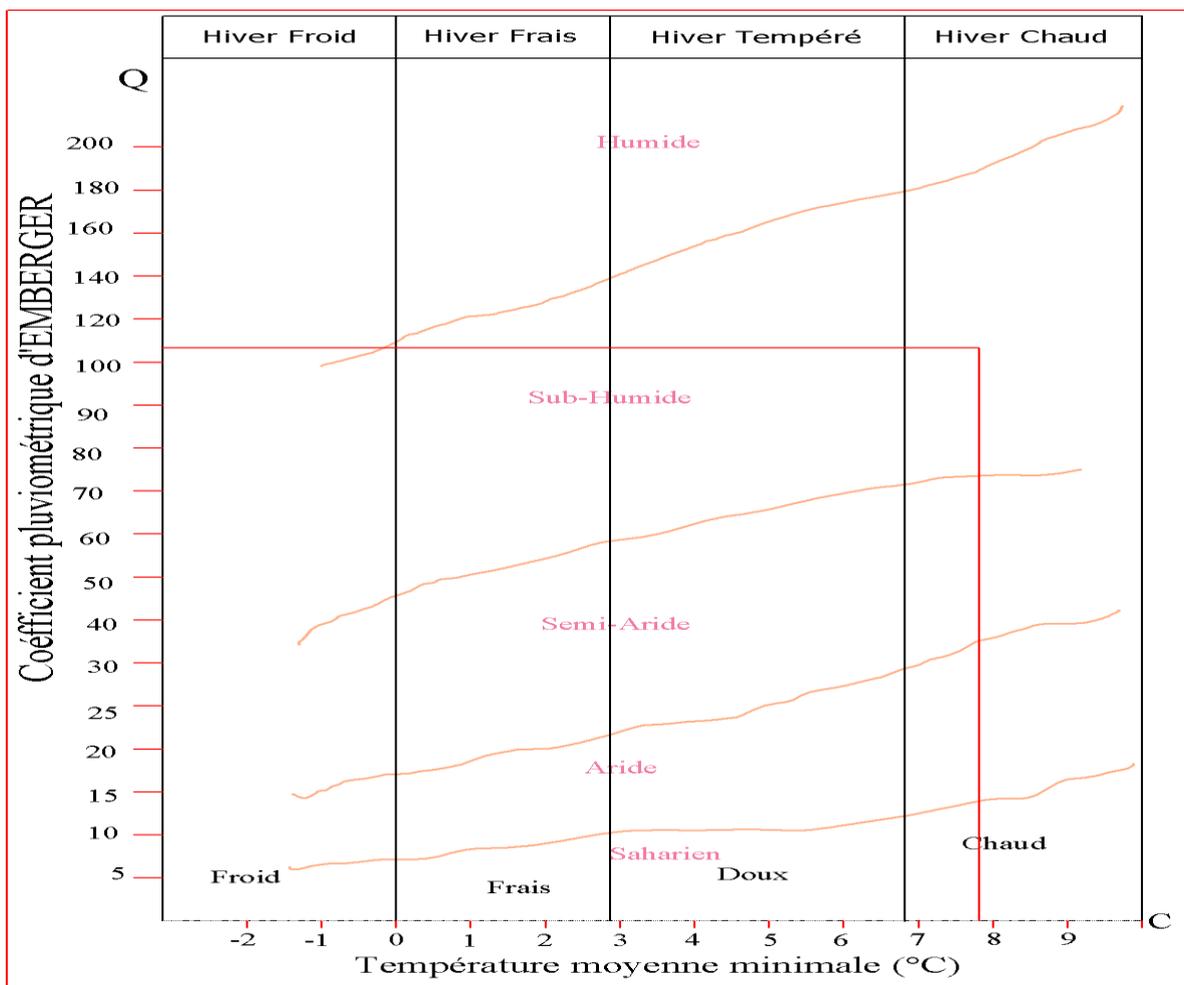


Figure I.3: diagramme d'EMBERGER

Après projection des valeurs ( $Q=$  ,  $m=7.8^{\circ}\text{C}$ ) dans le diagramme bioclimatique d'Emberger nous pouvons conclure que le climat de la région est sub-humide à hiver chaud.

### b. Indice de MARTON

L'indice d'aridité ou de MARTON est un paramètre qui permet la classification de climat afin de nous renseigner sur l'indisponibilité de l'irrigation par rapport au climat.

$$I_A = \frac{P}{T+10} \quad (I.2)$$

Avec :

$I_A$  ; Indice de Marton

P : Précipitation moyenne annuelle de la région en mm/an

T : Température moyenne annuelle en  $^{\circ}\text{C}$

**Tableau I.7 :** Valeurs De L'indice D'aridité

Valeurs de I	Type de climat	Irrigation
$I < 5$	Désertique	Indispensable
$5 < I < 10$	Très sec	Indispensable
$10 < I < 20$	Sec	Souvent indispensable
$20 < I < 30$	Relativement humide	Parfois utile
$I > 30$	humide	Inutile

**Source:** Dossier I-C Analyse Des Ressource En Eau Stucky-Enhyd 2009

Pour :

$P = 704 \text{ mm}$

$T = 17,7^{\circ}\text{C}$

D'où :

$$I_A = 704 / (17.7 + 10) = 25,77$$

Ainsi :

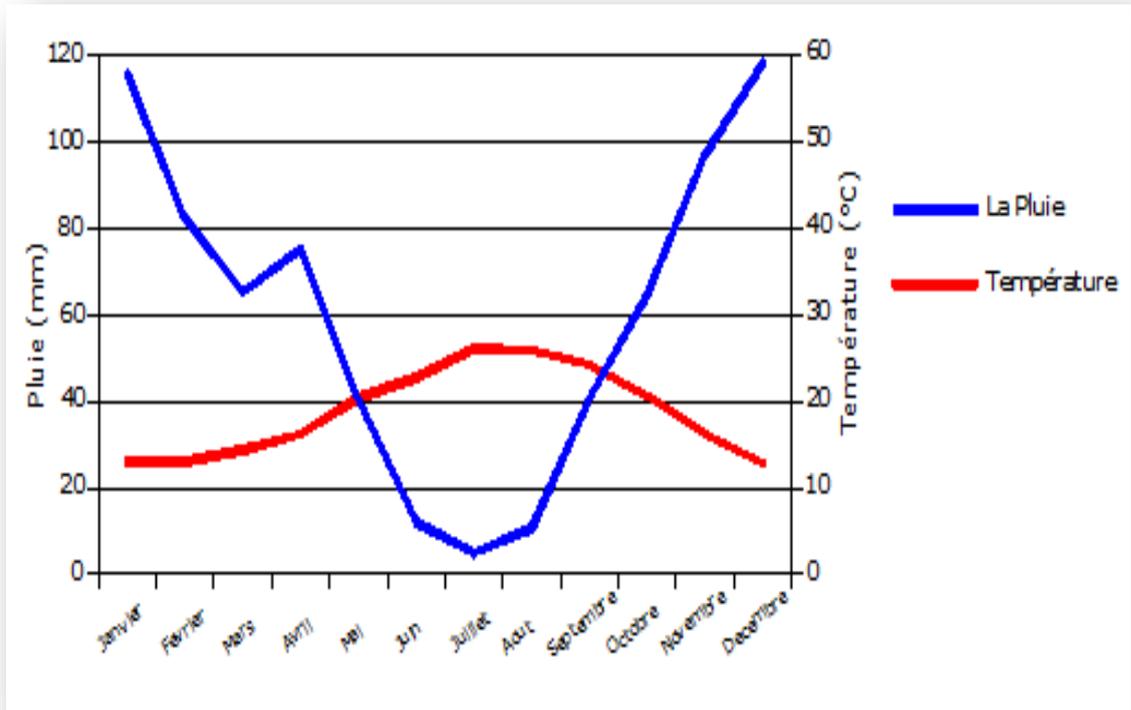
D'après le tableau suscité on constate que le climat est relativement humide, donc l'irrigation est parfois utile.

### c. Diagramme bioclimatique de Gaussen

Il s'agit d'un graphique permettant de définir les périodes sèche et humide de l'année.

On dit qu'on est en période sèche lorsque la valeur de la pluie exprimée en (mm), est inférieure ou égale au double de la température moyenne exprimée en degré Celsius.

La figure ci après représente le diagramme bioclimatique Gaussen de notre zone d'étude :



**Figure I.4:** Diagramme bioclimatique de Gaussen

D'après la figure ci-dessus on remarque que la période sèche dure environ 4 mois, elle s'étale en effet début du mois de mai jusqu'au début de septembre.

D'après ces classifications on constate qu'on dispose d'un climat subhumide avec un hiver tempéré avec une période sèche d'environ quatre mois.

## I.3 Géologie et géomorphologie

### I.3.1 Géologie régionale

Le bassin-versant de l'oued Soummam est dans ses grandes lignes constitué, sur la rive gauche, par de l'Oligocène traversé par des formations du Crétacé inférieur, du Miocène

apparaît dans la partie aval, en bordure de l'oued. Des terrasses alluviales importantes tapissent en général le pied des pentes sauf dans la région de Sidi-Aich où le Crétacé apparaît jusque dans le lit. Sur la rive droite il est en majeure partie formé de Crétacé inférieur moyen et supérieur. Les terrasses alluviales sont beaucoup plus restreintes. [2]

La figure suivante représente la dispersion des différentes formations géologiques dans la région de la Soummam :

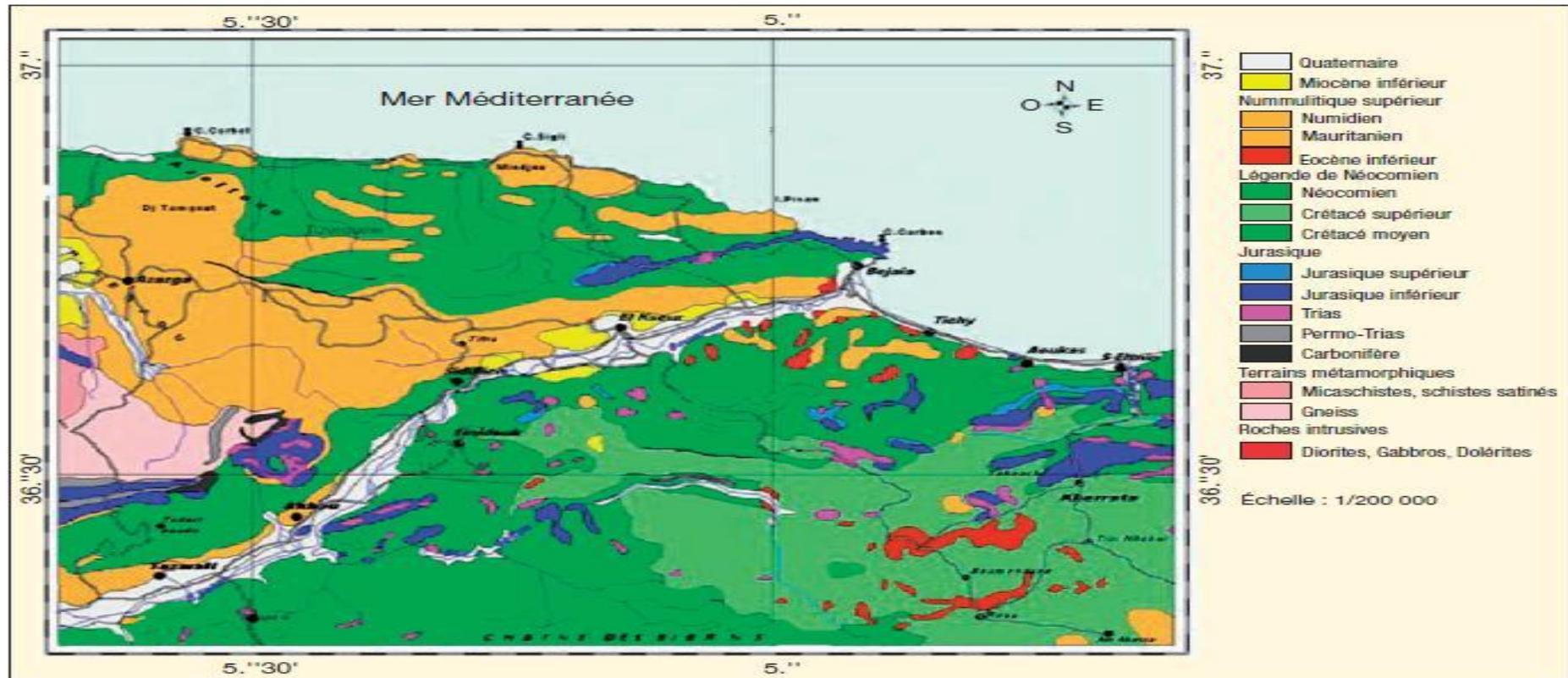


Figure I.5 : carte géologique de la wilaya de Béjaia

Source : INRAA Béjaia (Extraite de la carte géologique du nord de Constantine d'échelle : 1/50000)

### I.3.2 Géologie locale

Le site se trouve dans le tell septentrional kabyle (zone interne). La géologie régionale matérialise cette plaine dans les bassins synclinaux post nappe du tell. La dépression située entre deux reliefs montagneux, a été comblée par les alluvions fines à moyennes de l'oued Soummam.

L'ensemble des dépôts est d'âge quaternaire, on retrouve par conséquent les formations suivantes :

**Alluvions récentes :** Ce sont des dépôts légèrement limoneux et caillouteux provenant de l'oued Soummam et qui couvrent la majeure partie de la plaine alluviale.

**Alluvions anciennes :** Elles sont représentées par des blocs, des marnes, de galets emballés dans une matrice argilo-limoneuse de teinte beige. Ces alluvions provenant du démantèlement de formations anciennes qui s'observent à l'embouchure de l'oued Soummam sur la rive droite. Ces terrasses s'étendent sur plusieurs centaines de mètres.

Il résulte de cette histoire géologique que la zone d'étude est constituée par des dépôts alluvionnaires anciens et actuels déposés sur un substratum marneux argileux à marno-calcaires.

### I.3.3 Géomorphologie

La vallée de l'oued Soummam dessine un étroit sillon d'orientation SW–NE. Sa plaine est serpentée au milieu par le cours d'eau du même nom sur un parcours d'environ 90 km. La longueur de la vallée entre Tazmalt et Bejaïa est de 65 km pour une dénivellation de 166 m (soit une pente moyenne de 1,85 ‰). Le fond de la vallée a une longueur moyenne de 2 km, avec des resserrements jusqu'à 100 m de largeur au niveau de la gorge de Sidi-Aich, et des élargissements jusqu'à 4 ou 5 km au niveau d'El-Kseur et la plaine de Bejaia à l'embouchure de l'oued Soummam. La superficie du bassin versant de l'oued Soummam est estimé a environ 8800 km<sup>2</sup>. [2]

#### **I.4 Hydrologie et Hydrogéologie de la région**

Les formations lithologiques de site sont représentées par les terrasses alluviales très perméables, elles constituent un bon aquifère par leur épaisseur importante en éléments grossiers. Elles sont considérées comme les principales formations hydrogéologiques identifiées dans la vallée de la Soummam. De plus, elles sont actuellement les plus sollicitées dans la mobilisation des ressources en eau souterraine du bassin hydrogéologique.

Troisième fleuve d'Algérie, l'oued Soummam est situé à la charnière de la Basse et de la Haute Kabylie, il est formé de la confluence de l'oued Sahel qui descend des montagnes du Djurdjura et du plateau de Bouira, et de l'oued Bou Sellam qui descend du plateau Sétifien. Il est donc le collecteur principal, d'une longueur de 90km il débouche sur la mer. [2]

#### **I.5 Facteurs favorables au développement agricole de la région [3]**

Selon le rapport de la direction des services agricoles de la wilaya de Béjaia, les potentialités et les facteurs favorables au développement agricole dans la région sont récapitulés ci-dessous :

➤ **Le climat est favorable d'une manière générale**

De part la pluviométrie importante au niveau de la partie Nord de la wilaya et l'absence des gelées dans les plaines côtières. Toute fois, il faut tenir compte des spécificités et des microclimats de chacune des zones.

➤ **Végétation naturelle abondante**

Dans la partie nord de la wilaya, bénéfique aussi bien pour la protection du milieu contre l'érosion (sol moyennement stable) et pour l'apport en économie (liège, bois et fourrages).

➤ **Possibilité de mobilisation des eaux de surface**

Des eaux superficielles abondantes, offrant à la wilaya des capacités de mobilisation importantes. Seulement 1/3 de ces eaux est mobilisé, d'où il est recommandé de construire d'avantage de retenues collinaires, afin de diminuer considérablement la perte de ces eaux, qui seront très utiles à l'irrigation, et qui pourraient aussi contribuer à diminuer l'utilisation des eaux souterraines, et préserver ainsi la nappe.

➤ **L'existence d'une plaine alluviale**

Elle est d'une superficie de 25660 ha environ (vallée de la Soummam y est compris les piémonts de faible pente) et d'une plaine côtière associée aux terrains de Drâa el Kaid de 3360 ha qui sont potentiellement irrigable, d'où la possibilité de développement d'une agriculture en intensif.

➤ **L'existence d'une nappe souterraine**

La région dispose d'une nappe dont les eaux sont très sollicitées soit au moyen de puits ou de forages, et qui sont utilisées en alimentation en eau potable, ainsi qu'en irrigation, d'ailleurs cette dernière connaît un gain considérable en eaux souterraines grâce à la reconversion de dizaines de forages d'AEP, à l'utilisation agricole au niveau de la plaine alluviale, suite à la mise en service du barrage Tichy- haf qui a pris le relais pour alimenter les villes à côté en eau potable.

➤ **La disponibilité en main d'œuvre**

La population en âge de travailler est importante (70 % de la population totale), l'emploi agricole représente 31 % du total des occupés.

## **Conclusion**

Dans ce chapitre on a pu localiser la parcelle et donner un aperçu général là dessus, définir le climat régnant sur la zone d'étude. Présenter les ressources hydriques alimentant la région.

Il est aussi important de savoir que la parcelle se situe sur une plaine dont les terrains sont assez fertiles, très utiles à l'agriculture, et que l'aménagement des cultures était suivant la nécessité et la demande à certains produits.

Pour manque de données on n'a pas pu vérifier la qualité de l'eau d'irrigation. Mais la large utilisation des eaux souterraines de la plaine en irrigation, et même en alimentation en eau potable, peut être une garantie, que ces eaux sont de qualité appréciable

# CHAPITRE II

## Etude Hydrologique

## Introduction

Les dimensionnements des réseaux d'irrigations nécessitent tout d'abord une étude du bilan hydrique, afin de déterminer le déficit hydrique des cultures et d'en déduire les besoins nets et brutes à partir desquels on pourra ensuite calculer les diamètres des différents tronçons du réseau.

Précisons tout d'abord qu'il s'agit d'estimer la quantité d'eau parvenant effectivement au niveau du sol de la parcelle ; localement, un bilan hydrique du sol peut être effectué sur les données de l'année hydrologique de probabilité de 80%, pour reconstituer cette dernière, une étude hydrologique doit être réalisée. Pour cela une série de pluies de plusieurs années (au moins 20 ans) du site à étudier est indispensable. Cette dernière sera l'objet d'un calcul ou d'un test d'homogénéisation, suivi d'une étude fréquentielle à loi normale, ou à la loi log normale puis choisir celle qui convient le plus à la série traitée, et c'est le but du chapitre si présent.

### II.1 La pluviométrie :

La série des précipitations de la station de « Béjaia aéroport » est représentée sur (**annexe1**)

#### II.1.1 Vérification l'homogénéité de la série pluviométrique

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées. L'information de base quand à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable. De ce fait, l'analyse hydrologique se base sur l'exploitation de données, présentées souvent sous forme de séries statistiques et sujettes la plupart du temps à des erreurs qu'on appelle erreurs systématiques, qu'il convient de détecter et de corriger. [8]

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon :

La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique par cette méthode repose sur le procédé ci-dessous :

- On divise la série complète en deux sous séries : x et y tel que :  $N_1$  et  $N_2$

Représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement  $N_1 < N_2$

- On constitue par la suite, la série x union y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant. à ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous série appartient elle.

Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95% , si la relation ci-dessous est vérifiée .

Avec :

$$W_{\min} < W_x < W_{\max} \dots \dots \dots 2.1$$

$$W_x = \left| \text{Rang} \right|_x$$

$W_x$  : Somme des rangs de sous séries

$$W_{\min} = \left[ \left( \frac{(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - 1}{2} \right) - 1,96x \left( \frac{N_1 \times N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{0,5} \right] \dots\dots\dots 2.2$$

$$W_{\max} = \left[ (N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - W_{\min} \right] \dots\dots\dots 2.3$$

**Le tableau II-1** détaille le procédé de Test d’homogénéité pour la station aéroport Bejaia

Rang	Série d’origine P(mm)	Série x (mm)	Série y (mm)	TRI (mm)	x union y
1	792.40	792.40	752.40	1118.9	X
2	908.50	908.50	772.60	1108.2	Y
3	565.80	565.80	690.60	1100.1	X
4	737.50	737.50	596.20	916.90	X
5	680.00	680.00	561.90	908.50	X
6	916.90	916.90	583.00	856.00	Y
7	560.70	560.70	718.00	809.10	X
8	1118.9	1118.9	514.00	807.90	Y
9	454.80	454.80	731.00	792.40	X
10	1100.1	1100.1	807.9	772.60	Y
11	643.10	643.10	382.7	767.30	X
12	809.10	809.10	631.5	752.40	Y
13	710.30	710.30	673.9	737.50	X
14	767.30	767.30	1108.2	731.00	Y
15	493.90	493.90	856	718.00	Y
16	752.40		711.7	711.70	Y
17	772.60		546.8	710.30	X
18	690.60		367	690.60	Y
19	596.20		672.4	680.00	X
20	561.90			673.90	Y
21	583.00			672.40	Y
22	718.00			643.10	X
23	514.00			631.50	Y
24	731.00			596.20	Y
25	807.9			583.00	Y
26	382.7			565.80	X
27	631.5			561.90	Y
28	673.9			560.70	X
29	1108.2			546.80	Y
30	856			514.00	Y
31	711.7			493.90	X
32	546.8			454.80	X
33	367			382.70	Y
34	672.4			367.00	Y



D'après la répartition du tableau ci-dessus on aura les résultats suivants :

**Tableau II.2** : Résultats du test d'homogénéité de Wilcoxon

N1	N2	Wmin	Wx	Wmax
16	18	222.42	228	337.58

$$222.42 < W_x = 228 < 337.58$$

La condition de **M<sup>r</sup> Wilcoxon** est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelles de la station **Béjaia aéroport** est homogène.

### II.1.2 Etude statistique des précipitations :

La pluviométrie est souvent ajustable à des lois statistiques très nombreuses ; on utilise pour notre projet, celles qui garantissent le meilleur ajustement possible. Les lois d'ajustement les plus communément employées sont les suivantes :

- \*Loi Gauss ou loi Normale.
- \*Loi De Gibrat-Galton ou loi log-Normale.
- \*Loi De Gumbel.

Ces critères de choix sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un teste d'adéquation. L'allure des points sur du papier à probabilité a permet de prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (toute sinusite, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

On essaie toujours d'ajuster une loi normale à un échantillon ou de se ramener à une loi normale par changement de variable.

Généralement la loi de probabilité ajustable à l'échantillon est d'autant plus près à la normalité que la variable concerne une longue échelle de temps et que le coefficient de variation soit inférieur à 0,5. [8]

Avant faire l'ajustement par les lois que nous avons cité précédemment, nous donnons Le tableau et la figure suivantes sur note série pluviométrique .à l'aide de logiciel **HYFRAN** on a :

$$\text{Formule de probabilité empirique } F[X(k)] = (k-0.05)/(n+0.90).$$

Tableau II.3 : Données de l'échantillon d'étude

Etude de l'échantillon					
Année	Observation (mm)	probabilité	Année	Observation (mm)	probabilité
1980	792	0.7485	1997	691	0.4854
1981	909	0.8655	1998	596	0.3099
1982	566	0.2515	1999	562	0.2222
1983	738	0.6316	2000	583	0.2807
1984	680	0.4561	2001	718	0.5731
1985	917	0.8947	2002	514	0.1345
1986	561	0.1930	2003	731	0.6023
1987	1120	0.9825	2004	808	0.7778
1988	455	0.0760	2005	383	0.0468
1989	1100	0.9240	2006	632	0.3392
1990	643	0.3684	2007	674	0.4269
1991	809	0.8070	2008	1110	0.9532
1992	710	0.5146	2009	856	0.8363
1993	767	0.6901	2010	712	0.5439
1994	494	0.1053	2011	547	0.1637
1995	752	0.6608	2012	367	0.0175
1996	773	0.7193	2013	672	0.3977

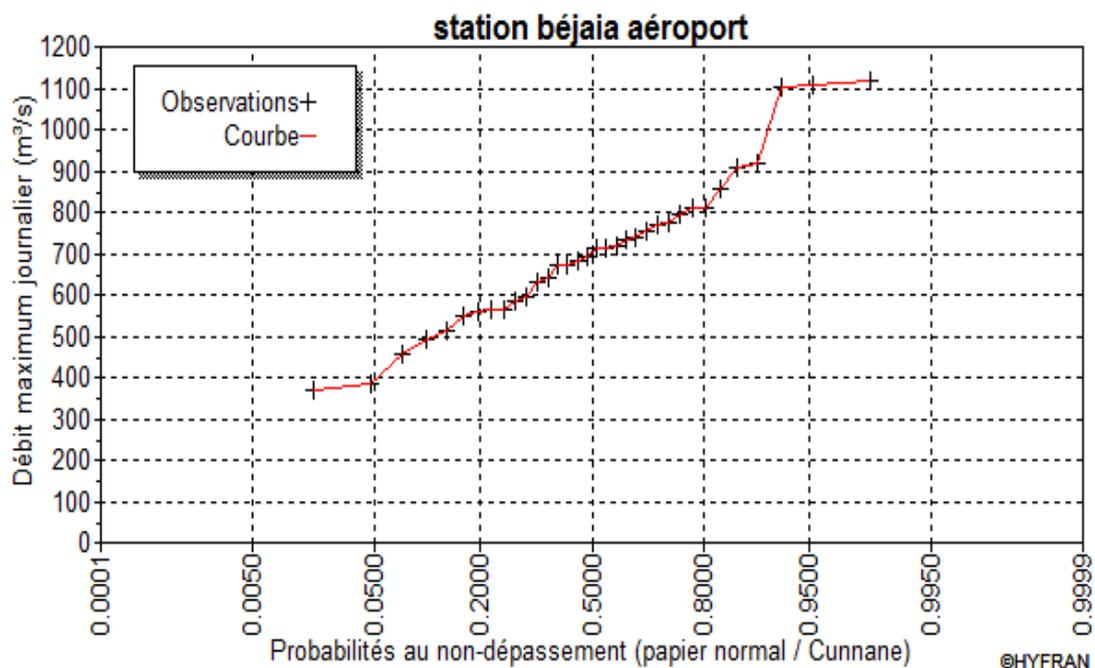


Figure II.1: L'allure des points sur du papier à probabilité.

**II .1.2.1 Etudes de la précipitation annuelle :****a. Ajustement a la loi de Gauss:**

La méthode de Gauss consiste a :

\*Classer les valeurs des précipitations annuelles par ordre décroissant.

\*Classer les fréquences des valeurs observées par la formule :

$$F(x) = \frac{n - 0,5}{N} \dots\dots\dots (2.4)$$

Avec : n : Numéro d'ordre.

N : Nombre d'années observées.

On doit calculer :

La moyenne arithmétique :  $\bar{X} = \sum \frac{X_i}{n} \dots\dots\dots (2.5)$

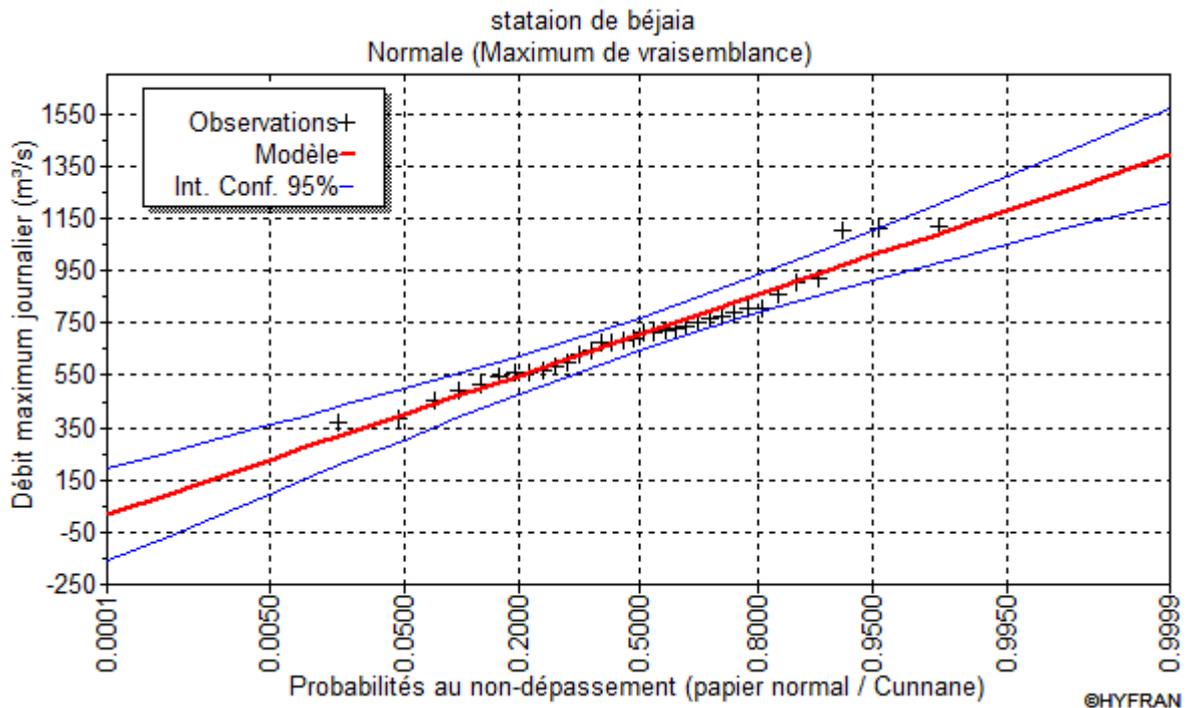
L'écart type :  $\delta = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n - 1}} \text{ Pour } n \geq 30 \dots\dots\dots (2.6)$

La variable réduite de Gauss :  $U = \frac{X - \bar{X}}{\delta} \dots\dots\dots (2.7)$

Le coefficient de variation :  $C_v = \frac{\delta}{\bar{X}} \dots\dots\dots (2.8)$

**Tableau II.4** : Les résultats d'ajustement à la loi normale(Gauss)

<b>Ajustement Normal</b>					
<b>Station Béjaia Aéroport :</b>					
Résultats de l'ajustement Normale (Maximum de vraisemblance)					
Nombre d'observations: 34					
<b>T</b>	<b>Q</b>	<b>XT (mm)</b>	<b>Ecart-type</b>	<b>Intervalle de confiance (95%)</b>	
10000.0	0.9999	1390	90.3	1210 - 1570	10000.0
2000.0	0.9995	1310	81.3	1150 - 1470	2000.0
1000.0	0.9990	1280	77.1	1120 - 1430	1000.0
200.0	0.9950	1180	66.6	1050 - 1310	200.0
100.0	0.9900	1130	61.7	1010 - 1250	100.0
50.0	0.9800	1080	56.5	973 - 1190	50.0
20.0	0.9500	1010	49.0	912 - 1100	20.0
10.0	0.9000	941	43.1	856 - 1030	10.0
5.0	0.8000	860	37.0	787 - 932	5.0
3.0	0.6667	784	33.2	719 - 849	3.0
2.0	0.5000	704	31.7	642 - 766	2.0
1.4286	0.3000	607	33.9	541 - 674	1.4286
1.2500	0.2000	549	37.0	476 - 621	1.2500
1.1111	0.1000	467	43.1	383 - 552	1.1111
1.0526	0.0500	400	49.0	304 - 496	1.0526
1.0204	0.0200	324	56.5	214 - 435	1.0204
1.0101	0.0100	274	61.7	153 - 395	1.0101
1.0050	0.0050	228	66.6	97.3 - 359	1.0050
1.0010	0.0010	133	77.1	-18.3 - 284	1.0010
1.0005	0.0005	95.9	81.3	-63.5 - 255	1.0005
1.0001	0.0001	16.7	90.3	-160 - 194	1.0001



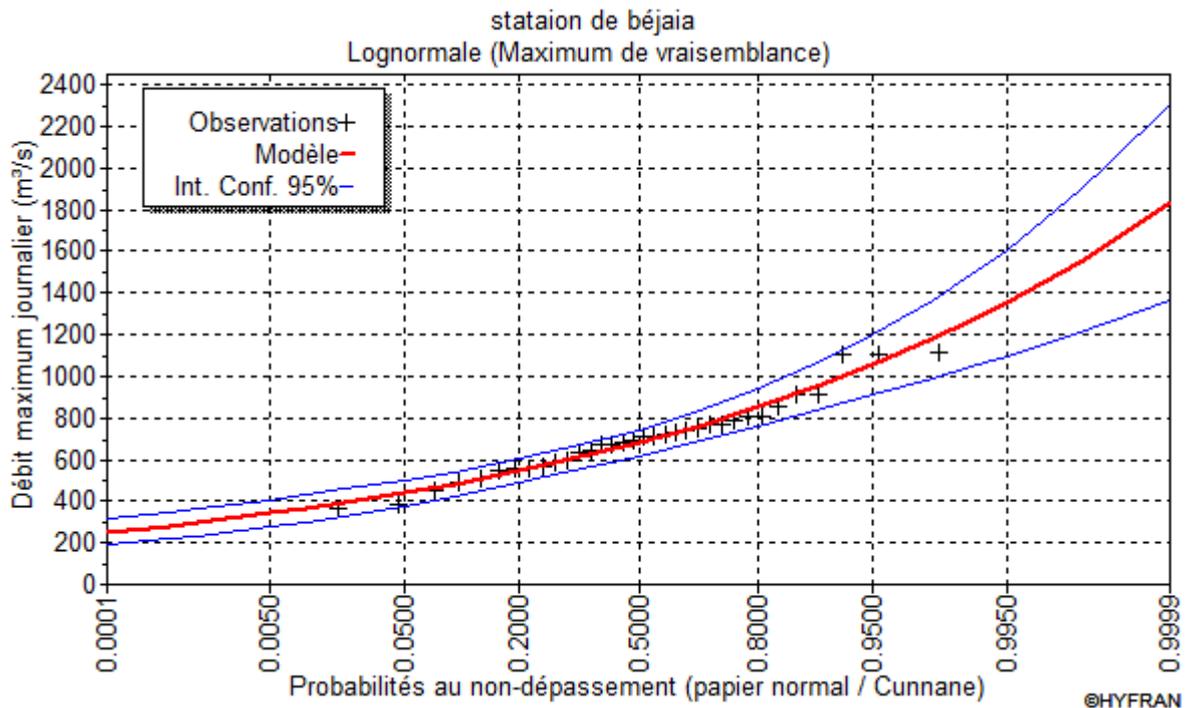
**Figure II.2** : allure des points sur le papier à probabilité d'ajustement à la loi normal (gauss)

**b. Ajustement à la loi log-normale (Galton) :**

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station **Béjaia Aéroport** sont regroupés dans le tableau et la figure suivants :

**Tableau II.5** : Résultats de l'ajustement à la loi log- normale(Galton).

<b>Ajustement Normal</b>					
<b>Station Béjaia Aéroport :</b>					
Résultats de l'ajustement log- Normale (Maximum de vraisemblance)					
Nombre d'observations: 34					
<b>T</b>	<b>Q</b>	<b>XT (mm)</b>	<b>Ecart-type</b>	<b>Intervalle de confiance (95%)</b>	
10000.0	0.9999	1830	239	1370 - 2300	10000.0
2000.0	0.9995	1640	192	1260 - 2010	2000.0
1000.0	0.9990	1550	173	1210 - 1890	1000.0
200.0	0.9950	1350	130	1100 - 1610	200.0
100.0	0.9900	1270	113	1040 - 1490	100.0
50.0	0.9800	1180	95.9	989 - 1360	50.0
20.0	0.9500	1060	74.7	909 - 1200	20.0
10.0	0.9000	958	59.5	841 - 1070	10.0
5.0	0.8000	852	45.5	763 - 941	5.0
3.0	0.6667	763	36.5	692 - 835	3.0
2.0	0.5000	681	31.1	620 - 742	2.0
1.4286	0.3000	592	28.9	535 - 649	1.4286
1.2500	0.2000	544	29.1	487 - 601	1.2500
1.1111	0.1000	484	30.0	425 - 543	1.1111
1.0526	0.0500	439	31.1	378 - 500	1.0526
1.0204	0.0200	394	32.1	331 - 456	1.0204
1.0101	0.0100	366	32.6	302 - 430	1.0101
1.0050	0.0050	342	32.9	278 - 407	1.0050
1.0010	0.0010	299	33.2	233 - 364	1.0010
1.0005	0.0005	283	33.2	218 - 348	1.0005
1.0001	0.0001	253	32.9	188 - 317	1.0001



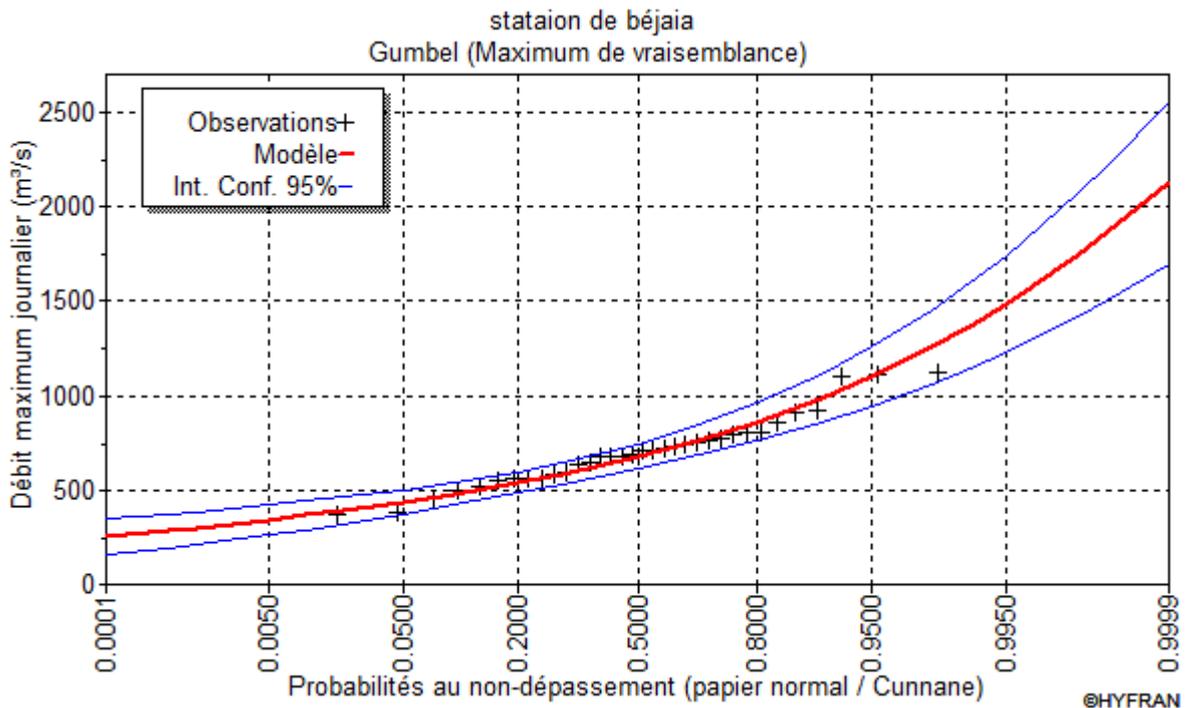
**Figure II.3** : allure des points sur le papier à probabilité d'ajustement à la loi log normal

### c. Ajustement par la loi de gumbel :

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station **Béjaia Aéroport** sont regroupés dans le tableau et la figure suivants :

**Tableau II.6** Résultats de l'ajustement à la loi de gumbel

<b>Ajustement Normal</b>					
<b>Station Béjaia Aéroport :</b>					
Résultats de l'ajustement gumbel (Maximum de vraisemblance)					
Nombre d'observations: 34					
<b>T</b>	<b>Q</b>	<b>XT (mm)</b>	<b>Ecart-type</b>	<b>Intervalle de confiance (95%)</b>	
10000.0	0.9999	2130	217	1700 - 2550	10000.0
2000.0	0.9995	1860	182	1510 - 2220	2000.0
1000.0	0.9990	1750	166	1420 - 2070	1000.0
200.0	0.9950	1480	131	1230 - 1740	200.0
100.0	0.9900	1370	116	1140 - 1600	100.0
50.0	0.9800	1260	100	1060 - 1450	50.0
20.0	0.9500	1100	80.5	944 - 1260	20.0
10.0	0.9000	984	65.6	856 - 1110	10.0
5.0	0.8000	861	50.9	762 - 961	5.0
3.0	0.6667	764	40.4	684 - 843	3.0
2.0	0.5000	676	32.9	611 - 740	2.0
1.4286	0.3000	585	28.5	529 - 641	1.4286
1.2500	0.2000	538	28.2	482 - 593	1.2500
1.1111	0.1000	479	29.8	421 - 537	1.1111
1.0526	0.0500	436	32.2	373 - 499	1.0526
1.0204	0.0200	392	35.6	322 - 462	1.0204
1.0101	0.0100	365	37.9	291 - 440	1.0101
1.0050	0.0050	342	40.1	264 - 421	1.0050
1.0010	0.0010	299	44.5	212 - 386	1.0010
1.0005	0.0005	283	46.2	193 - 374	1.0005
1.0001	0.0001	252	49.7	154 - 349	1.0001



**Figure II.4** : allure des points sur le papier à probabilité d'ajustement à la loi de gumbel

### II.1.2.2 Le choix de la loi :

Graphiquement et d'après le teste d'adéquation il est nettement remarquable que la loi gumbel est la plus adéquate.

Donc l'ajustement à la loi de gumbel aux précipitations annuelles est à considérer.

### II .1.3 Détermination de l'année de calcule:

Nous avons retenu la loi de gumbel parce qu'elle est la plus adéquate pour l'estimation de la pluviométrie moyenne annuelle représentative de la région. la probabilité de calcul doit être prise entre 75% et 90%.

La probabilité pour laquelle on assure l'irrigation est donnée souvent pour la fréquence 80 %.

L'année de calcul est obtenue en appliquant la formule suivante :

$$P_{i,80\%} = P_{i,moy} \times \frac{P_{80\%}(\text{annuel})}{P_{50\%}(\text{annuel})}$$

D'après le tableau de l'Ajustement à la loi de gumbel on trouve :

$$P_{80\%} = 861 \text{ mm} \quad ; \quad P_{50\%} = 676 \text{ mm} \quad ; \quad P_{20\%} = 538 \text{ mm}$$

$$\text{D'où } \frac{861}{676} = 1,27 > 1$$

On remarque que  $\frac{861}{676} > 1$  donc l'année de calcul sera obtenue par la loi

$$\frac{676}{861} = 0,79$$

**Tableau II.8** : Reconstitution de l'année de probabilité 80%

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	$\Sigma$
<b>P<sub>moy</sub></b>	113.4	79.3	61.0	70.7	44.1	14.1	4.2	11.2	37.1	63.1	92.2	113.4	704
<b>P<sub>i,sec</sub></b>	89,5	62,6	48,1	55,8	34,8	11,1	3,3	8,8	29,3	49,8	72,8	89,5	556,1

### Conclusion

A partir d'une série pluviométrique de 34 ans, la reconstitution de l'année de calcul a été faite afin de pouvoir évaluer l'évapotranspiration et les besoins en eau des cultures.

Il est noté que le choix s'est porté sur la loi la plus adéquate celle de Gumbel dont son allure de points ne sort pas de l'intervalle de confiance ce qui nous permet d'évaluer la lame d'eau réelle qui atteint notre sol.

# CHAPITRE III

## Calcul des besoins en eau des cultures

**Introduction :**

Sur la base des informations définies au paravent ; le chapitre suivant se présente a fin de quantifier les besoin en eau des cultures ; ainsi que leurs régimes d'irrigation qui correspond a un ensemble du nombre des dose et des dates d'arrosage qu'il faut appliquer aux cultures pour combler le déficit hydrique dans la couche active du sol.

**III .1 Les cultures envisageables :**

Afin de quantifier les besoins en eau des cultures, il faut étudier et prévoir l'évolution de la répartition culturale de la situation existante et celle projetée dans le périmètre. Ce passage permettra l'augmentation des superficies occupées par les cultures rémunératrices, tels que : le maraîchage en plein champ, ainsi que l'arboriculture fruitière, avec tendance vers les arbres a entrée rapide en production.

Les cultures fourragères en vert, sont développées afin de redynamiser la production laitière. Les céréales par contre, seront maintenues avec des superficies très réduites par rapport à celles rencontrées actuellement ; elles seront cultivées pour des raisons purement agronomiques. La gamme des cultures envisageables, compte tenu des caractéristiques adéphoclimatique est très large :

**III.1.1 Maraîchages :**

Ces cultures font partie de la tradition actuelle des agriculteurs. Leurs superficies n'ont pas pu connaître des extensions en raison de l'insuffisance de la ressource en eau mobilisée et de l'irrégularité du régime pluviométrique avec l'irrigation. Cette pratique connaîtra un avenir très promettant.

**III.1.2 Arboriculture :**

Les cultures pérennes tels que ; poiriers, pommiers, pêchers et olivier, ont tendance à augmenter en Algérie au cours de la dernière décennie. On retiendra pour le périmètre étudié, une croissance des plantations d'olivier, ainsi qu'une augmentation sensible du reste de l'arboriculture fruitière .

**III.1.3 Céréaliculture :**

Elle sera maintenue grâce au le rôle positif qu'elle joue dans la rotation des assolements et compte tenu des limitations pédologiques. Cette culture continuera donc à exister, avec des superficies un peu plus réduites

### III.3 caractéristiques hydraulique du sol

Les besoins en eau d'une culture sont la lame d'eau en millimètre nécessaire pour compenser son évapotranspiration [10].

Ces besoins la sont souvent déterminés par la méthode du bilan hydrique donné par la formule :

$$B_i = ETM_i - (RFU_{i-1} + P_{eff-i}) \dots \dots \dots (III.1)$$

$B_i$ : Besoins en eau du mois en cours (mm/mois).

$ETM_i$ : évapotranspiration maximale du mois en cour (mm)

$P_{eff-i}$ : La pluie efficace du mois en cour (mm).

$RFU_{i-1}$ : la réserve facilement utilisable du mois précédent (mm).

$$RFU = (H_{cc} - H_{pf}) \times Y \times Z \times D_a = RU \times Y \dots \dots \dots (III.2)$$

$RU$ : La réserve utile (mm), c'est l'eau emmagasinée dans le sol pouvant être utilisée par les plantes.

$H_{cc}$  et  $H_{pf}$  sont les deux bornes d'humidité entre lesquelles les racines peuvent puiser l'eau du sol, elles varient selon le type du sol. [10]

$H_{cc}$ : Humidité pondérale en % à la capacité au champ, c'est l'humidité du sol après ressuyage, le potentiel de succion racinaire souvent inférieur à 0.33 bar. [10]

$H_{pf}$ : Humidité pondérale en % au point de flétrissement, elle correspond a une capacité de succion racinaire voisine de 15 bars. [10]

$Y$ : Coefficient de tarissement

$Z$ : La profondeur racinaire (mm)

$Da$ : Densité apparente du sol

### III.3.1 Généralités sur l'évapotranspiration

#### III.3.1.1 Définition de l'évapotranspiration [9]

On appelle évapotranspiration d'une culture la combinaison du phénomène physiologique de la transpiration et de celui, purement physique, de l'évaporation d'eau à la surface d'une feuille, et à la surface du sol sur lequel la culture est implantée. Comme pour la pluie, l'évapotranspiration d'une culture s'exprime en millimètres d'eau, c'est-à-dire en litres d'eau par mètre carré de surface du sol.

On distingue trois types d'évapotranspiration :

#### a. L'évapotranspiration potentielle ou de référence (ETP ou $ET_0$ )

C'est l'évapotranspiration maximale d'un gazon ras couvrant totalement le sol (tondu à 10 cm), bien alimenté en eau en phase active de croissance et situé au sein d'une parcelle suffisamment.

#### b. L'évapotranspiration réelle (ETR)

Elle correspond à l'évapotranspiration qui se produit dans les conditions réelles de teneur en eau du sol.

#### c. L'évapotranspiration maximale (ETM)

Elle représente la quantité d'eau maximale susceptible d'être perdue lorsque la plante est mise en bonnes conditions d'alimentation hydrique et pour un sol proche de la capacité au champ.

- **Le coefficient cultural  $k_c$**

Grace à des séries de mesure d'ETM, on a pu trouver des valeurs moyennes d'un coefficient qui diffère d'une culture à une autre appelé coefficient culturale ( $k_c$ ), et cela en comparant l'ETM a une évapotranspiration de référence (ETP). D'où

$$k_c = \frac{ETM}{ET_0} \dots \dots \dots (III.3)$$

Les valeurs du coefficient cultural  $k_c$  d'une culture peut être représenté sous une forme de courbe représentant sa variation suivant son stade de développement phénologique.

- **Eléments climatiques intervenants dans le processus d'évapotranspiration**

Il s'agit des données météorologiques de base qui doivent être disponibles, moyennées ou cumulées, à différentes échelles de temps (l'heure, le jour, la décade, le mois, la saison ou l'année).

Cinq variables météorologiques sont principalement utilisées:

- Il s'agit de la température de l'air (mesurée sous abri à 2 mètres au-dessus du sol).
- La pression partielle de vapeur d'eau dans l'air (mesurée sous abri à la même hauteur).
- De la vitesse du vent (mesurée à 10 mètres au-dessus du sol).
- Du rayonnement solaire global (ou de la durée d'insolation journalière)
- De la pluviométrie. [9]

### III.3.1.2 Méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration

Il n'est pas question ici de présenter en détail toutes les méthodes utilisées pour le calcul de l'évapotranspiration des cultures.

On distingue généralement deux types :

Les méthodes directes (expérimentales)

Les méthodes indirectes (empiriques)

- **Méthodes directes**

On utilisant les bacs d'évaporation, les lysimètres et les stations expérimentales

- **Méthodes indirectes**

Elles se basent sur des formules utilisant de différentes données climatiques, certaines permettent de calculer directement l'ETR et d'autres calculent d'abord l'ETP.

Et voici quelques exemples de ces formules :

#### a. Calcul de l'évapotranspiration réelle ETR

- **Formule de TURC [11]**

Cette formule est fonction de la température moyenne annuelle et de la hauteur moyenne des précipitations moyennes annuelles. Elle s'écrit :

$$\frac{L}{P} = \dots$$

Avec :

P : précipitation moyenne annuelle (mm).

L : pouvoir évaporant de la température.

$$L=300+24T+0.05T^3 \dots\dots\dots(III.5)$$

T : température moyenne annuelle en °C.

➤ **Formule de COUTANGE [11]**

Cette formule tient compte essentiellement des précipitations et de la température.

Son application est restreinte à la condition suivante :

$$1.8\lambda < P \text{ (mm)} < 1/2\lambda$$

La formule est la suivante :

$$ETR = P - \lambda P \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec :

$$\lambda = \dots$$

P : lame moyenne annuelle précipitée en mm.

T: température moyenne annuelle en °C.

**b. Calcul de l'évapotranspiration potentielle ETP**

➤ **Formule de THORNTHWAITE [11]**

La formule est comme suit :

$$\dots\dots\dots(III.8)$$

ETP : L'évapotranspiration potentielle mensuelle

I: indice thermique annuel tel que

$$I = \sum_{i=1}^{12} i$$

$i$  : indice thermique mensuel

$T$  : température moyenne mensuelle en (c°).

$K$  : coefficient d'ajustement mensuel ou facteur de correction.

$$\text{---} \dots\dots\dots(\text{III.9})$$

➤ **Méthode de BLANEY et CREADDLE [11]**

La formule est :

$$\text{ETP} = K \times P \times T \dots\dots\dots(\text{III.10})$$

$K$  : Coefficient dépendant de la culture et de la zone climatique.

$P$  : Pourcentage du nombre d'heures mensuelles d'éclairement rapporté à la durée annuelle.

$T$  : Température en Fahrenheit (F°).

➤ **Méthode de PENMAN et MONTEITH modifiée**

La formule de Penman et Motheit modifiée se présentant comme suit :

$$\text{ET}_0 = C \times [W \times R_n + (1-W) \times F(u) \times (e_a - e_d)] \dots\dots\dots(\text{III.11})$$

Tel que :

$\text{ET}_0$  : représente l'évapotranspiration de référence, exprimées en mm /mois.

$W$  : facteur de pondération tenant compte de l'effet de rayonnement a différente température et altitude.

$R_n$  : rayonnement net en évaporation équivalente, exprime en mm/jour.

$F(u)$  : fonction liée au vent.

$e_a$  : tension de vapeur saturante a la température moyenne de l'air, en millibars.

$e_d$  : tension de vapeur réelle moyenne de l'air, exprimée en millibars.

La différence ( $e_a - e_d$ ) consiste en facteur de correction, afin de compenser les conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

### III.3.1.3. Calcul des besoins en eau à l'aide de la note de calcul IrriTech V 2.0 :

permet en un laps de temps et avec beaucoup de facilité, de déterminer les besoins en eau des cultures ainsi que de faire le calcul de tous le réseau d'irrigation par aspersion, ceci en quelques clics.

L'avantage de l'utilisation de ce programme c'est qu'on peut ressortir les besoins en eau des cultures en utilisant bien sur les trois termes du bilan hydrique mais en s'inspirant de

- ✓ Trois méthodes pour le calcul de la pluie efficace  $P_e$
- ✓ Trois modèles pour l'évaluation de l'évapotranspiration ETP
- ✓ Deux méthodes pour l'évaluation du coefficient cultural  $K_c$

Dans notre travail on optera pour la formule de Blaney et Creaddle , le calcul se fera à l'aide de la note calcul Irri-Tech basé sur cette formule et qui permet d'avoir des résultats précis car il tiens compte des paramètre climatologique(pluie moyenne, température, humidité) et géologique (latitude).

#### a. Calcul de l'évapotranspiration potentielle

Pour ce faire on introduit dans l'Irri-Tech les données climatologiques nécessaires, qui sont la température, l'humidité relative, et l'insolation.

On doit aussi introduire les coordonnées géographiques du périmètre ou de la station de mesure.

Une fois toutes ces informations introduites on obtient un tableau contenant les valeurs de l'évapotranspiration potentielle qu'on peut obtenir soit en millimètres par jour ou millimètres par mois, les résultats sont dressés dans le **tableau III.1**.

**Tableau III.1** : Evapotranspiration en mm/jour

Pays : ALGERIE			Station : Béjaia Aéroport		
Altitude : 02m		Latitude : 36°72' N		Longitude : 05°07'E	
Mois	Temps moy °C	Humidité %	Vent m/s	Insol Heures	ETP mm/jour
<b>Janvier</b>	13	75	3	5,03	41,42
<b>Février</b>	13	76	2,9	6,32	39,69
<b>Mars</b>	14,3	75	2,6	7,05	56,49
<b>Avril</b>	16,2	76	2,8	8,08	70,33
<b>Mai</b>	19,2	78	2,4	8,49	98,17
<b>Juin</b>	22,65	70	2,5	10,07	122,17
<b>Juillet</b>	25,95	68	2,6	10,68	150,35
<b>Août</b>	25,85	67	2,7	9,77	135,5
<b>Septembre</b>	24,2	69	2,7	7,79	107,89
<b>Octobre</b>	20,5	68	3	6,71	79,95
<b>Novembre</b>	16,15	67	3,3	5,3	51,68
<b>Décembre</b>	12,85	68	3,5	4,8	15,25
<b>moyenne</b>	17,7	71	2,8	90,09	Σ=968,89

### b. Calcul de la pluie efficace

Pour tenir compte des pertes, le programme Irri-Tech V2,0 , nous permettra de calculer la précipitation efficace, définie comme étant la fraction des précipitations contribuant effectivement à la satisfaction des besoins de l'évapotranspiration de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface, par percolation en profondeur, etc.

Il est difficile d'évaluer les pluies efficaces sans avoir recours à des mesures effectuées pendant de longues périodes, en différents endroits (utilisation de la méthode du mètre).

Par conséquent, en l'absence de telles données, nous utiliseront couramment des méthodes expérimentales, cas de la méthode des pourcentages fixe.

Avec :

$$P_{eff} = A * p_{moy} \quad \text{avec : } 0,7 < A < 0,9$$

$P_{eff}$  : Pluie annuelle efficace en (mm/mois),

**Tableau III.2** : Les précipitations efficaces

Pays : ALGERIE		Station climatique : Bejaia aeroport	
Mois	ET <sub>P</sub> mm/jour	P <sub>80%</sub> mm/mois	Pluieff mm/mois
Janvier	41,42	89,59	71,67
Février	39,69	62,65	50,12
Mars	56,49	48,19	38,55
Avril	70,33	55,85	44,68
Mai	98,17	34,84	27,87
Juin	122,17	11,14	8,91
Juillet	150,35	3,32	2,65
Août	135,5	8,85	7,08
Septembre	107,89	29,31	23,45
Octobre	79,95	49,85	39,88
Novembre	51,68	72,84	58,27
Décembre	15,25	89,59	71,67
<b>Totaux</b>	968,89	556,16	444,93

### c. Choix des cultures

Pour choisir le type de cultures à mettre en place on doit tenir compte de :

- Les conditions climatiques de la région étudiée.
- La qualité et disponibilité de l'eau d'irrigation.
- L'aptitude culturale des sols basée sur l'étude pédologique.

La région de la Soummam est connue par une production importante d'olives, figes dans les plaines ainsi que des agrumes, vignes, et les Noyaux-Pépins (pommiers, poirier, prunier, grenadier) aux rives de la vallée de la Soummam.

Notre parcelle étant située juste aux frontières de l'ancien lit de la vallée du Soummam c'est à dire à la rive, les cultures aménagés dans sont les agrumes (Oranges, Mandarines, Citron, Clémentines), les oliviers et les vignes.

### d. Calcul des besoins nets

Une fois que les données de base sont introduites sous forme de fichiers dans le logiciel IrriTech, et le type de culture est choisi l'évapotranspiration potentielle et maximale ainsi que la réserve facilement utilisable les pluies efficaces ce qui permet de calculer le bilan et déduire les besoins nets des cultures choisis.

Le tableau ci après représente les résultats des calculs :

**Tableau III.3 :** Besoins nets partiels et totaux calculés par le logiciel Irritech

	Kc			ETR (mm)			RFU(mm)			Besoins (mm)			Besoin totaux
	olivier	Agrume	Vigne	olivier	Agrume	vigne	olivier	vigne	Agrume	olivier	vigne	Agrume	$B_{agr}+B_{vig}+B_{ot}$
<b>Jan</b>	0,6	0,66	0,2	24,85	27,34	8,28	49,5	56,1	33	0	0	0	0
<b>Fév</b>	0,6	0,64	0,25	23,81	25,4	9,92	49,5	56,1	33	0	0	0	0
<b>Mar</b>	0,6	0,68	0,3	33,89	38,41	16,95	49,5	56,1	33	0	0	0	0
<b>Avr</b>	0,6	0,7	0,5	42,2	49,23	35,16	49,5	56,1	33	0	0	0	0
<b>Mai</b>	0,7	0,71	0,7	68,72	69,7	68,72	0	0	0	8,83	0	0	8,83
<b>Jui</b>	0,7	0,72	0,8	85,52	87,96	97,74	0	0	0	79,05	76,61	88,83	244,49
<b>Juil</b>	0,75	0,72	0,8	112,76	108,25	120,28	0	0	0	105,6	110,11	117,63	333,34
<b>Aout</b>	0,75	0,72	0,75	101,62	94,85	101,62	0	0	0	87,77	94,54	94,54	276,85
<b>Sep</b>	0,75	0,75	0,65	80,92	73,37	70,13	49,5	56,1	33	49,92	57,47	46,68	154,07
<b>Oct</b>	0,75	0,75	0,5	59,96	53,57	39,98	49,5	56,1	33	0	0	0	0
<b>Nov</b>	0,75	0,75	0,35	38,76	34,11	18,09	49,5	56,1	33	0	0	0	0
<b>Déc</b>	0,75	0,6	0,2	11,44	9,91	3,05	49,5	56,1	33	0	0	0	0

### e. Volumes d'eau nécessaires pour combler le déficit hydrique

Les besoins calculés antérieurement sont exprimés en millimètre, sachant qu'une lame d'un millimètre, correspond à un volume d'eau égale à  $10\text{m}^3$  répartie uniformément sur un hectare de terrain, et connaissant la superficie qu'occupe chaque culture on pourra ainsi calculer les volumes mensuels et annuels d'eau nécessaire pour combler le déficit.

Le tableau ci-dessous représente les volumes d'eau susceptibles à satisfaire nos besoins d'irrigation.

**Tableau III.4:** Volumes d'eau nécessaires à l'irrigation.

	Raisin		Olive		Agrume		Besoins tatau	
	Surface: 30 ha		Surface : 50ha		Surface: 100 ha		Surface total :180ha	
	$B_{net}$ (mm)	$B_{net}$ (m3/ha)	$B_{net}$ (mm)	$B_{net}$ (m3/ha)	$B_{net}$ (mm)	$B_{net}$ (m3/ha)	$B_{net}$ (mm)	$B_{net}$ (m3)
<b>Janv</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>Fév</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>Mar</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>Avr</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>Mai</b>	0	0	8,83	88,3	0	0	8,83	88,3
<b>Jui</b>	76,61	766 ,1	79,05	790,5	88,83	888,3	244,49	1678,8
<b>Jui</b>	110,11	1101,1	105,6	1056	117,63	1176,3	<b>333,34</b>	<b>3333,4</b>
<b>Aou</b>	94,54	945,4	87,77	877,7	94,54	945,4	276,85	2768,5
<b>Sep</b>	57,47	574,7	49,92	499,2	46,68	466,8	154,07	1540,7
<b>Oct</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>Nov</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>Déc</b>	0	0	0	0	0	0	0	0

#### Conclusion :

Après avoir faire le calcul des besoins en eaux des cultures, on remarque que le mois de pointe coïncide en juillet avec un déficit hydrique total de 333,34 mm.

Parmi les cultures en place, la plus exigeante est les agrumes qui nécessitent des besoins totaux de 117,63mm en juillet.

En terme de volume, on remarque que la pointe est de 333,34  $\text{m}^3$  en mois de juillet c'est-à-dire près de  $107,52 \text{ m}^3$  par jour, ce qui peut être considéré comme étant un volume assez élevé mais qui peut s'expliquer par la surface importante de la parcelle (180 ha).

Aussi, il est à noter qu'on peut dire que ces volumes sont surestimés, car le calcul a été fait en considérant que toute la surface du sol est plantée, alors que ce n'est pas le cas.

# CHAPITRE IV

## Dimensionnement des ouvrages de stockage de transfert et de distribution

**Introduction :**

Vu que les agrumes occupent déjà un pourcentage de 55% de la surface total de la parcelle étudiée et les 45% qui restent sont divisés entre les vignes et les oliviers.

Cette parcelle en question est alimentée à l'heure qu'il est par un forage toujours en fonction situé à l'intérieur.

Ce chapitre consiste d'abord d'élaborer un plan de gestion de l'irrigation, cela en déterminant les durées et les fréquences d'arrosages, ainsi que les différentes tranches, car vu la grandeur de la parcelle et le nombre important d'arbres et donc du débit à fournir, il est préférable d'irriguer tranche par tranche.

Projeter un réseau capable d'alimenter toute la parcelle, et calculer les diamètres des différentes rampes et conduites.

Choisir l'emplacement avantageux du réservoir et déterminer son volume.

Choisir les pompes les plus adéquates pour l'adduction.

Ces différents calculs et choix doivent être établis tout en tenant compte du critère technico-économique.

**IV.1 Le débit caractéristique :**

Le calcul des débits caractéristiques permet de définir le débit maximum que le système de dessert aura à fournir pour l'irrigation de chaque parcelle, Il est déterminé en multipliant le débit de pointe par la surface agricole utile comme il est indiqué par la formule suivante :

$$Q_{car} = q \cdot F \dots\dots\dots (IV.1)$$

q : débit spécifique de mois de pointe en (l/s/ha)

F : la superficie totale = 180 ha.

A partir du calcul des besoins en eau on peut déterminer le débit spécifique (mois de pointe) qui se calcule par la formule suivante :

$$q_{spécifique} = \frac{B_{net} \cdot 10000}{N_h \cdot n_j \cdot 3600 \cdot K} \dots\dots\dots (IV.2)$$

Tel que :

Bnet : besoin net du mois de pointe en mm= 333,34 mm

Nh : nombre des heures d'irrigation= 10h.

Nnj: nombre de jours du mois de pointe =31jours

K : Coefficient globale du système d'irrigation=0,80

Qspécifique= 3,73 l/s/ha.

Alors :  $Q_{car} = q \cdot F = 3,73 \cdot 180 = 671,4 \text{ l/s}$        $Q_{car} = 671,4 \text{ l/s} = 2417,04 \text{ l/h}$

## IV.2 Calcul des différentes doses et durées d'irrigation

### IV.2.1 Calcul des doses d'irrigation

#### a. Calcul de la dose nette pratique d'irrigation

La dose nette peut être définie par la quantité d'eau en millimètres susceptible d'assurer un niveau d'humidité dans le sol et permettant une exploitation optimale pour la plante, sans tenir compte des pertes dues à l'efficacité du système d'irrigation.

La dose nette pratique (maximale) est donnée par la formule suivante :

$$D_p = (H_{cc} - H_{pf}) \cdot Y \cdot Z \cdot P\% \dots \dots \dots (IV.3)$$

Sachant que : notre sol est de texture argilo limoneux sableuse

Hcc : humidité à la capacité au champ

Hpf : humidité au point de flétrissement

Y : degré d'extraction de l'eau du sol ; Y = 0,67

Z : profondeur d'enracinement ; (mm)

P : volume de sol humidifié. (**Annexe 02**)

Il est en fonction de :

\*S<sub>1</sub>: écartement entre les rampes (m)

\*Le débit d'un gouteur : 2l/s pour les deux cultures.

\*Ecartement des distributeurs sur la rampe et de la texture du sol.

Dans notre cas le sol est de texture argilo-limono-sableuse (Hcc=20% et Hpf=15%)

**Application numérique**

- **Agrumes**

La profondeur racinaire dans le cas d'agrumes est  $Z= 1200\text{mm}$

L'écartement entre les rampes est de  $S_1=5\text{m}$  et le sol est de texture moyenne d'où  $P=48\%$

D'où  $D_p= (0,22-0,10) \times 0,67 \times 1200 \times 0,48$

$D_p= 46,31 \text{ mm}$

- **Vignes**

La profondeur racinaire de la vigne est  $Z=1200\text{mm}$

L'écartement entre les rampes est de  $S_1=2\text{m}$  et le sol est de texture moyenne d'où  $P=40\%$

D'où  $D_p= (0,22-0,10) \times 0,67 \times 1200 \times 0,4$

$D_p= 38,60 \text{ mm}$

- **Oliviers**

La profondeur racinaire dans le cas d'agrumes est  $Z= 1200\text{mm}$

L'écartement entre les rampes est de  $S_1=5\text{m}$  et le sol est de texture moyenne d'où  $P=46\%$

D'où  $D_p= (0,22-0,10) \times 0,67 \times 1200 \times 0,46$

$D_p= 44,38 \text{ mm}$

**b. Calcul de la dose nette réelle d'irrigation**

Elle est estimée à:  $Dr=0.9 \times D_p$

- **Agrumes**

$Dr= 41,67 \text{ mm}$

- **Les vignes**

$Dr=34,74 \text{ mm}$

- **Les oliviers**

$D_r = 39,94 \text{ mm}$

**c. Calcul de la dose brute**

C'est la quantité d'eau à assurer tout en tenant compte des pertes dues à l'efficacité du système d'irrigation ainsi qu'à l'uniformité de l'irrigation.

$$D_{\text{brut}} = D_r / R_p \dots \dots \dots (\text{IV.4}) \quad \text{si } R_p \leq 1$$

$$D_{\text{brut}} = D_r \times R_p \dots \dots \dots (\text{IV.5}) \quad \text{si } R_p > 1$$

$$R_p = E \times C_u \dots \dots \dots (\text{IV.6})$$

E: Efficacité de l'irrigation ( $E = 0.85$  pour l'irrigation localisée)

$C_u$  : Coefficient d'uniformité du système de l'irrigation (en irrigation localisée  $C_u$  est inférieur à 1 on le prend 0.95)

$$R_p = 0,80 < 1$$

Dans notre cas on utilise la formule (IV.4)

$$D_{\text{brut}} = D_r / R_p$$

- **Agrumes**

$D_{\text{brut}} = 52,05 \text{ mm}$

- **Les vignes**

$D_{\text{brut}} = 43,42 \text{ mm}$

- **Les oliviers**

$D_{\text{brut}} = 49,92 \text{ mm}$

**d. Calcul des besoins journaliers réduits**

Les besoins en eau calculés antérieurement ont été estimés en considérant que la totalité de la surface du sol est humidifiée, alors que surtout dans le cas d'irrigation localisée,

seulement une partie de ce sol est rechargée, et l'autre est laissée sèche. On peut dire que ces besoins ont été surestimés, d'où il est préférable d'appliquer un coefficient réducteur, dans le but d'avoir des résultats plus proches du réel. Ce coefficient appelé coefficient de réduction ( $K_r$ ), est lui aussi estimé en s'appuyant sur un autre coefficient qui est le taux de couverture du sol ( $C_s$ ). Celui-ci représente la fraction de surface du sol couverte par le feuillage des plantes, il dépend particulièrement du type de culture et de son stade de développement.

$C_s$  est déterminé expérimentalement, alors que ( $K_r$ ) est calculé par plusieurs formules dont :

- La formule de Keller et Karmeli (1974) :

$$K_r = \frac{C_s}{0,85} \dots\dots\dots (I V .7)$$

Plafonnée à 1

- La formule de Freeman et Garzoli :

$$K_r = C_s + 0,5(1 - C_s) \dots\dots\dots (I V .8)$$

- La formule de Decroix :

$$K_r = 0,1 + C_s \dots\dots\dots (I V .9)$$

Le taux de couverture pour les arbres adultes est  $C_s=0.60$  donc on peut prendre cette valeur pour les deux types de culture oliviers et agrumes.

$K_r=0.71$  (Keller et Karmelli)

$K_r=0.80$  (Freeman et Garzoli)

$K_r=0.70$ (Decroix)

L'évapotranspiration maximal journalière du mois de pointe pour les agrumes est de  $ETM= 3,49$  mm/j.

L'évapotranspiration maximal journalière du mois de pointe pour les oliviers est de  $ETM= 3,63$ mm/j.

L'évapotranspiration maximal journalière du mois de pointe pour les vignes est de  $ETM= 3,88$ mm/j.

Les besoins nets en irrigation localisé seront réduits à

$$B_j = ETM \times K_r \dots \dots \dots (IV.10)$$

On prend  $K_r = 0.71$  donc

- **Agrumes**

$$B_j = 2,47 \text{ mm/j}$$

- **Les oliviers**

$$B_j = 2,57 \text{ mm/j}$$

On prend  $K_r = 0,60$  pour les vignes

- **Les vignes**

$$B_j = 2,32 \text{ mm/j}$$

## IV.2.2 Calcul de la fréquence et des durées d'arrosage

### a. Calcul de la fréquence minimale d'arrosage

C'est le nombre minimal d'irrigations à appliquer par mois, elle est donnée par la formule :

—

$D_r$  : Dose nette réelle (mm)

$B_j$  : Besoins journaliers réduits (mm/j)

### b. Durée des arrosages

C'est la durée que prendra l'irrigation localisée pour atteindre la dose pratique réelle, elle est donnée par la formule suivante :

$$T = \frac{D_{brute} \times S_d \times S_r}{Q_d} \dots \dots \dots (I V .12)$$

$D_{brute}$  : dose brute d'irrigation (mm).

$S_d$  : espacement entre les goutteurs (m).

$S_r$  : espacement entre les rampes(m).

$Q_d$  : débit d'un goutteur en litre par heure.

- Les arbres des agrumes et des oliviers sont disposés en 5m×5m et chacun aura deux goutteurs espacés d'1m
- Les arbres des vignes sont espacés par 2 m.

Le débit d'un goutteur est 2 l/h.

### c. Durée journalière d'arrosage

C'est la durée que prendra l'irrigation en une journée de travail, elle est donnée par la formule :

$$\frac{\epsilon}{\dots}$$

Les résultats des différents paramètres sont regroupés au tableau ci après.

**Tableau IV.1** : Calcul des doses et durées des irrigations

	$D_p$ (mm)	$D_r$ (mm)	$D_{brut}$ (mm)	$ETM_j$ (mm/j)	Cs
<b>Agrumes</b>	46,31	41,67	52,05	3,49	0.60
<b>Vignes</b>	38,60	34,74	43,42	3,88	0.60
<b>Oliviers</b>	44,38	39,94	49,92	3,63	0,60
	Kr	$B_j$ (mm/j)	$F_{min}$	T	$t_j$
<b>Agrumes</b>	0,71	2,47	16,9	65h 06min	3h20min
<b>Vignes</b>	0,60	2,32	15,00	43h42min	2h29min
<b>Oliviers</b>	0,71	2,57	15,54	62h04min	3h02min

## IV.3 Dimensionnements du réseau d'irrigation et de l'ouvrage de stockage

### IV.3.1 Découpage de la parcelle en postes

La parcelle en question est caractérisée par son important étendu, en effet elle a une longueur moyenne de 2300 m et d'une largeur variant de 1100 m à 1200 m.

La pente est faible elle est de l'ordre 0.5%

La parcelle sera découpée en 20 postes de 5 hectares chacun (200m× 250m) dans le cas d'agrumes et 10 poste de 5 hectares (200m×250m) pour les oliviers et 6 poste des 5 hectares aussi pour les vignes.

Les rampes auront des longueurs de 99,5m pour Les trois cultures. Les portes rampes auront des longueurs de 248 m pour les agrumes et même pour les oliviers et les vignes.

La distance entre les arbres et les rands dans les agrumes et les oliviers est de 5m, et chaque arbre sera muni de 2 goutteurs distants de 1m pour les deux types de culture

Les arbres de vignes sont espacés de 2 m muni par un seul goutteur pour chaque une.

En général dans le cas d'arboré on irrigue avec des goutteurs de 4 l/h mais vu que notre sol et de texture perméable (argilo limoneux sableuse) on optera pour des goutteurs de 2 l/h.

### IV.3.2 Calcul des diamètres des rampes et portes rampes

Les calculs suivants représentent les caractéristiques du réseau d'irrigation des agrumes. Tandis que ceux caractérisant les noyés seront déduits de la même manière.

#### a. Calcul du nombre de goutteurs par poste

$$N_g = N_a \times n \dots \dots \dots (IV.14)$$

- **Agrumes et oliviers**

$N_a$  : Nombre d'arbres dans un poste (1824 arbres)

$n$  : Nombre de goutteurs par arbre ( $n=2$ )

D'où  $N_g = 3648$  g/ poste

- **Vignes**

$N_a$  : Nombre d'arbres dans un poste (12152 arbres)

$n$  : Nombre de goutteurs par arbre ( $n=1$ )

D'où  $N_g = 12152$  g/ poste

#### b. Calcul du débit d'une rampe et d'une porte rampe

$$Q_r = Q_g \times N_{g/r} \dots \dots \dots (IV.15)$$

$Q_g$  : débit du goutteur

$N_{g/r}$  : nombre de goutteurs par rampe  $N_{g/r} = 2 \times N_a / r$

Na/r : nombre d'arbres par rang

- **Agrumes et oliviers**

$$Q_r = 2 \times 19 \times 2 \quad \text{donc} \quad Q_r = 76 \text{ l/h}$$

Chaque porte rampe comporte 24 rampes d'où son débit sera

$$Q_{pr} = 24 \times Q_r \quad Q_{pr} = 1824 \text{ l/h}$$

- **Vignes**

$$Q_r = 2 \times 49 \times 1 \quad \text{donc} \quad Q_r = 98 \text{ l/h}$$

Chaque porte rampe comporte 62 rampes d'où son débit sera

$$Q_{pr} = 62 \times Q_r \quad Q_{pr} = 6076 \text{ l/h}$$

### c. Diamètres des rampes et portes rampes

#### c.1 Calcul hydraulique du réseau

Le diamètre des rampes et porte rampes en PEBD est calculé à l'aide de la formule de Lechapt et Clamon donnée comme suit :

$$D \text{ (cal)} = \left[ \frac{P.d.c \times 2,75}{0,478 \times Q^{1,75} L} \right]^{-\frac{1}{4,75}} \dots\dots\dots (I V .16)$$

Tel que :

P.d.c : perte de charge dans la conduite (mce)

L : longueur de la conduite (m)

D: Diamètre de la conduite (mm)

Q : Débit de la conduite (l/h)

Le calcul du diamètre par cette formule consiste à :

Majorer les pertes de charges, c'est-à-dire trouver la valeur de perte de charge maximale susceptible de ne pas affecter le bon fonctionnement de la rampe ou porte rampe.

Calculer le diamètre théorique correspondant à la perte de charge déjà estimée.

Choisir un diamètre normalisé de façon à ce que le diamètre intérieur soit plus grand que le diamètre théorique calculé afin d'avoir une perte de charge moindre que la première.

La perte de charge réelle sera alors estimée en utilisant la même formule c'est-à-dire :

$$J = \frac{10,67}{D^{4,75}} \cdot Q^{1,75} \cdot L \dots \dots \dots (IV.17)$$

### c.2 Conditions hydrauliques [6]

La variation maximale du débit entre goutteur :

$$\Delta q/q = 10\%$$

La variation maximale de la pression.

$$q = K \cdot H^x \dots \dots \dots (IV.18)$$

avec :  $x = 0,5$  (caractéristique du goutteur).

D'où :

$$\Delta q/q(g) = x \cdot \Delta H / H(n) \dots \dots \dots (IV.19)$$

Avec :

$q$  (g) : débit nominal du goutteur ;

$H$  (n) : pression nominale.

$$0,1 = 0,5 \times \Delta H / 10$$

$$\Delta H (\text{max}) = 2 \text{ m.c.e.}$$

La répartition de la perte de charge est :

$$P_{dc}(\text{sing}) = 2 \times 0,1 = 0,2 \text{ mce} \qquad P_{dc}(\text{sing}) = 0,2 \text{ mce}$$

$$P_{dc}(\text{linéaire}) = 2 - 0,2 = 1,8 \text{ mce} \qquad P_{dc}(\text{linéaire}) = 1,8 \text{ mce}$$

Les Valeurs des pertes de charges linéaires seront réparties de la manière suivante

1/3 sur les porte- rampes  $P.d.c$  (pr) = 0,6 m c e ;

2/3 sur les rampes  $P.d.c$  (r) = 1,2 m c e.

**c.3 Calcul et choix des diamètres**

Le diamètre calculé pour la rampe sera :

- **Agrumes et oliviers**

$$D_r(\text{cal}) = \left[ \frac{1,2 \times 2,75}{0,478 \times 76^{1,75} \times 99,5} \right]^{-\frac{1}{4,75}}$$

$$D_r(\text{cal}) = 8,64 \text{ mm}$$

La conduite la plus adéquate est une conduite PN2.5 de diamètre nominal 16mm et de diamètre intérieur  $D_{\text{int}} = 13.5 \text{ mm}$ . (**Annexe 03**)

La perte de charge est de :

$$J = \frac{1}{100} \times 13.5^{-4.75} \times 76^{1.75} \times 99.5$$

$$J = 0.13 \text{ m.c.e}$$

- **Vignes**

$$D_r(\text{cal}) = \left[ \frac{1,2 \times 2,75}{0,478 \times 98^{1,75} \times 99,5} \right]^{-\frac{1}{4,75}}$$

$$D_r(\text{cal}) = 9,49 \text{ mm}$$

La conduite la plus adéquate est une conduite PN2.5 de diamètre nominal 16mm et de diamètre intérieur  $D_{\text{int}} = 13.5 \text{ mm}$ . (**Annexe 03**)

De la même manière on calcule le diamètre des rampes servant les vignes, les différentes Caractéristiques des rampes sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2 : Caractéristiques des rampes**

Culture	$L_r(\text{m})$	$N_g$	$Q (\text{l/h})$	$Ph_{th}(\text{mce})$	$D_{(cal)}(\text{mm})$	$D_n (\text{mm})$	$D_{int}(\text{mm})$	$Ph_r(\text{mce})$
<b>Agrumes</b>	99,5	38	76	1.2	8,51	16	13.5	0.13
<b>oliviers</b>	99,5	38	76	1.2	8,51	16	13.5	0.13
<b>Vignes</b>	99,5	49	98	1,2	9,49	16	13,5	0,22

Le diamètre du porte rampe pour agrumes et oliviers sera :

$$D_{pr(cal)} = \left[ \frac{0,6 \times 2,75}{0,478 \times 3648^{1,75} \times 248} \right]^{-\frac{1}{4,75}}$$

$$D_{pr(cal)} = 50,48 \text{ mm}$$

La conduite la plus adéquate est une conduite PN4 de diamètre nominal 40 mm, le diamètre intérieur est  $D_{int} = 37 \text{ mm}$  (**Annexe 03**).

La perte de charge sera alors :

$$J = \frac{0,478}{37^4} \times 3648^{1,75} \times 248$$

$$J = 0,39 \text{ m.c.e}$$

Les caractéristiques des portes rampes sont définies au tableau suivant :

**Tableau IV.3** : Caractéristiques des portes rampes

Culture	$L_{pr}(m)$	Nr	Q (l/h)	$Ph_{th}(mce)$	$D_{(cal)}(mm)$	$D_n (mm)$	$D_{int} (mm)$	$Ph_r(mce)$
Agrumes	248	48	3648	0.6	50,48	63	58,3	2.62
oliviers	248	48	3648	0.6	50,48	63	58,3	2.62
Vignes	248	124	12152	0,6	78,65	90	83,3	2,63

### IV.2.3 Dimensionnement des conduites secondaires

#### a. Le débit

Le débit de la conduite secondaire sera déterminé après estimation du nombre de goutteurs alimentés à la fois par celle-ci donc :

$$Q_c^{sec} = N_g \times Q_g \dots \dots \dots (IV.20)$$

$N_g$  : nombre de goutteurs.

$Q_g$  : débit d'un goutteur.

La manière avec laquelle on a découpé a donné naissance huit conduites secondaires chacune d'elles alimente un compartiment constitué de plusieurs postes.

### b. La vitesse

La vitesse de l'eau dans les conduites ne doit pas être assez faible afin d'éviter le dépôt des particules fines, ni assez élevée afin d'éviter la dégradation rapide du réseau.

Les vitesses dans les conduites doivent être comprises dans l'intervalle suivant :

$$0,4 \leq V \leq 2,5 \text{ m/s}$$

On doit assurer au moins une vitesse de 1,5 m/s.

### c. Calcul du diamètre

Pour déterminer le diamètre des conduites secondaires, on utilise la formule ci-dessous pour chaque tronçon de conduite donc :

$$Q_i = V * S_i \dots \dots \dots (IV.21)$$

$i$  : Indices indiquant respectivement l'ordre de la conduite secondaire et du tronçon de chacune d'elles.

$S$  : est la section de la conduite calculée en fonction du diamètre.

$$D_i = \sqrt{\frac{4Q_i}{\pi \cdot V}}$$

Une fois le diamètre est calculé on choisit le diamètre normalisé adéquat, et on calcul la vitesse réelle, afin de vérifier si elle est toujours dans la fourchette admissible.

### d. Calcul pertes de charge linéaires [12]

Les pertes de charge linéaires ( $\Delta h$ ) dans une conduite de longueur ( $L$ ) est donnée par la formule universelle de **Darcy Weisbach** :

$$\Delta H_l = J * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \dots \dots \dots (IV.23)$$

$\lambda$  : Coefficient de frottement.

D : diamètre intérieur de la conduite.

g : accélération de la pesanteur ( $g=9.81 \text{ m/s}^2$ ).

V : vitesse moyenne du liquide dans la conduite (m/s).

Le coefficient de frottement  $\lambda$  est défini par la formule de **Colebrook** :

- En régime turbulent ( $Re > 2000$ ) ;

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log_{10} \left( \frac{k}{D} + \frac{5.74}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots \dots (IV.23)$$

- En régime laminaire ( $Re \leq 2000$ ) ;

$$\lambda = \frac{64}{Re} \dots \dots \dots (IV.24)$$

k : rugosité absolue moyenne de la paroi intérieure de la conduite en mm.

Re : nombre de Reynolds donné par la formule :

$$Re = \frac{VD}{\nu} \dots \dots \dots (IV.25)$$

$\nu$  : étant la viscosité cinématique du liquide.

Une autre étude a été faite par M<sup>r</sup> **Nikuradsé** pour la détermination de  $\lambda$ , dont la formule de calcul est comme suit :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{k}{D})^{-2} \dots \dots \dots (IV.26)$$

étant La rugosité absolue de la paroi intérieure de la conduite, elle est donnée en millimètre. [12]

- Pour les conduites neuves en PEHD la rugosité absolue est de :
  - 0,01 mm pour les conduites neuves de diamètre extérieur  $\leq$  à 200 mm,
  - 0,02 mm pour les conduites neuves de diamètre extérieur  $>$  à 200 mm. (**source chialli**)

Les résultats de calculs sont représentés au tableau suivant

**Tableau IV.4** : calcul de diamètre et de perte de charge linéaire des conduites secondaires

	Tronçon	L(m)	Ng alimentés	Q (l/h)	D <sub>cal</sub> (mm)	D <sub>n</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	V (m/s)	λ	J (m)	Σh <sub>lin</sub> (m)
<b>Conduite 01</b>	Tr <sub>1,1</sub>	200	7296	206656	296,23	315	257.8	1,57	0,011	0,207	
	Tr <sub>1,2</sub>	273	7296	192064	285,58	315	257.8	1,24	0,011	0,121	
	Tr <sub>1,3</sub>	200	7296	177472	274,52	315	257.8	1,40	0,010	0,122	
	Tr <sub>1,4</sub>	200	7296	162880	262,99	315	257.8	0,66	0,010	0,102	
	Tr <sub>1,5</sub>	200	7296	148288	250,93	315	257.8	1,12	0,010	0,088	
	Tr <sub>1,6</sub>	241	3648	133696	238,27	250	204.6	0,68	0,011	0,175	
	Tr <sub>1,7</sub>	200	7296	126400	231,67	250	204.6	1,41	0,011	0,121	
	Tr <sub>1,8</sub>	300	7296	111808	217,89	225	184	1,10	0,011	1,680	
	Tr <sub>1,9</sub>	200	24304	97216	203,18	225	184	1,28	0,011	0,182	
	Tr <sub>1,10</sub>	100	24304	48608	143,67	200	163.6	0,98	0,011	0,092	
<b>Conduite 02</b>	Tr <sub>2,1</sub>	200	7296	158048	259,06	315	257.8	0,78	0,010	0,093	
	Tr <sub>2,2</sub>	273	7296	143456	246,81	250	204.6	1,85	0,011	0,207	
	Tr <sub>2,3</sub>	200	7296	128864	233,92	250	204.6	0,85	0,011	0,121	
	Tr <sub>2,4</sub>	200	7296	114272	220,28	225	184	1,52	0,011	0,168	
	Tr <sub>2,5</sub>	200	7296	99680	205,74	225	184	1,17	0,011	0,121	
	Tr <sub>2,6</sub>	241	7296	85088	190,08	200	163.6	1,08	0,012	0,228	
	Tr <sub>2,7</sub>	200	7296	70496	173,02	180	147.2	0,96	0,012	0,235	
	Tr <sub>2,8</sub>	300	3648	55904	154,07	160	130.8	0,50	0,012	0,242	
	Tr <sub>2,9</sub>	200	12152	48608	143,67	160	130.8	1,21	0,012	0,316	
	Tr <sub>2,10</sub>	100	12152	24304	101,59	110	90	1,11	0,013	0,144	

Les diamètres ont été choisis en se basant sur les annexes : (**Annexe 03**) et (**Annexe 04**)

Les différents tronçons sont représentés sur l'annexe : (**Annexe 05**)

#### IV.2.4 Dimensionnement de la conduite principale

Elle transite l'eau pompée à partir d'une bache de stockage et de distribution située au point le plus haut de la parcelle, vers les conduites secondaires, elle est constituée de deux tranches, chacune alimente une conduite secondaire.

Le dimensionnement de cette conduite se fera de la même manière avec laquelle on a déterminé les diamètres des conduites secondaires, sauf que cette fois ci, certains tronçons de la conduite seront transités par de différents débits, suivant le mode de vannage, d'où les diamètres doivent être choisis pour véhiculer le débit maximal, tout en assurant une transition correcte des débit inférieurs (vitesses admissibles).

Les pertes de charges linéaires sont déterminées de la même manière par la méthode de (Darcy Weisbach).

La conduite principale sera en PEHD

Les résultats de calculs de la conduite principale sont représentés au tableau suivant

**Tableau IV.5:** Choix des diamètres de la conduite principale

Tranche	L(m)	Q (l/h)	D <sub>cal</sub> (mm)	D <sub>n</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	V <sub>cal</sub> (m/s)	J(m)
A	262,17	364704	393,53	400	327.4	0,40	0,07
B	500	158048	259,06	315	257.8	0,57	0,29

Les tronçons A et B sont représentés sur (Annexe 5).

#### IV.2.5 Dimensionnement de la bêche de distribution

Le volume du réservoir correspondra au volume d'eau correspondant à la tranche la plus exigeante.

L'irrigation se fera après remplissage du réservoir, donc à chaque fois une tranche est irriguée, on pompe l'eau du forage pour remplir le réservoir, puis on irrigue la tranche suivante.

On sait que :

–

D'où  $V = Q \times T \dots \dots \dots (IV.29)$

Avec :

V : volume de la bêche.

Q : Débit de pompage.

T : Temps de temps de pompage.

On calcule alors les volumes correspondants à chaque tranche, les résultats sont dressés au tableau suivant

**Tableau IV.6:** Calcul des volumes d'eau nécessaires pour irriguer chaque tranche

	Culture irriguée	Q irrigation (l/s)	T <sub>irrigation</sub>	Volume (m3)
A	Agrumes Vignes Olivier	57,40	3h 20min	688,8
B	Agrumes Vignes Olivier	43,90	3h 20min	528,8

La tranche la plus exigeante est la 1 ère tranche avec un volume demandé de 688,8 m<sup>3</sup>

Pour le volume du réservoir on choisira un volume de 715 m<sup>3</sup>

Avec les dimensions suivantes :

La longueur : 13m

La largeur : 11m

La hauteur : 5m

Le choix de ce volume a été fait du fait qu'il satisfait la demande de la tranche la plus exigeante et il permet aussi une fois rempli la deuxième fois d'irriguer la deuxième restante sans arrêter la distribution pour remplissage

**Remarque :**

Il est à noter que le forage existant qui est supposé alimenter le réservoir de stockage situé en tête de parcelle comporte les caractéristiques suivantes :

**Débit optimum : 65 l/s**

**Hauteur manométrique totale : 35 m c e.**

➤ **Temps de remplissage du réservoir pour chaque tranche :**

Le débit nécessaire à soutirer du forage est de  $Q_f = 50 \text{ l/s} = 180 \text{ m}^3/\text{h}$

Le temps nécessaire pour le remplissage est de  $T_r = 715/180$

Le temps qu'il faudra pour le remplir est de 4h 37min

La parcelle dispose d'un forage D17 ayant un les caractéristiques suivantes :

Débit pompé 50 l/s

Nombre d'heurs de pompage par jour 9 h 14min

Nombre de jours de pompage 30 jours par mois

Volume d'eau extrait par jour est de  $V = 1620 \text{ m}^3/\text{j}$

### IV.3 Dimensionnement de la conduite d'amenée

Elle transite l'eau refoulée du forage vers le réservoir, pour la dimensionner le calcul du diamètre économique s'impose.

### IV.3.1 Généralités sur le calcul du diamètre économique

Pour élever un débit  $Q$  à une hauteur géométrique  $H$  donnée on peut, à priori, donner à la canalisation un diamètre quelconque car, en faisant varier la puissance du groupe élévatoire, on peut toujours obtenir le débit  $Q$  imposé dans un tuyau de diamètre donné.

Si on adopte donc un grand diamètre, le prix ( $P_c$ ) de la canalisation sera élevé, par contre la perte de charge ( $J$ ) sera faible, on économise donc sur le prix du groupe ( $P_g$ ) et le prix ( $P_e$ ) de l'énergie nécessaire au pompage. Mais si au contraire on adopte un petit diamètre,  $P_c$  est plus faible mais  $P_g$  et  $P_e$  seront plus élevés.

Il y a donc intérêt à choisir le diamètre qui permettra d'obtenir le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation en fonction du diamètre  $D$ .

Donc on peut dire que le choix du diamètre économique résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. [13]

Actuellement, le diamètre économique est déterminé par une des relations suivantes : [12]

➤ **Bresse**

$$\text{Déco} = 1.5 (Q^{1/2}) \dots\dots\dots(\text{IV.32})$$

(Conduites de longueur inférieure à 1 km)

➤ **Bonnin**

$$\text{Déco} = (Q^{1/2}) \dots\dots\dots(\text{IV.33})$$

➤ **Vuibert**

$$\text{Deco} = 1.35(e/f)^{0.154} \times Q^{0.46} \dots\dots\dots(\text{IV.34})$$

(Pompage 10/24)

$$\text{Deco} = 1.547(e/f)^{0.154} \times Q^{0.46} \dots\dots\dots (\text{IV.35})$$

(Pompage continu)

Avec :

$e$  : Prix du Kwh d'électricité.

$f$  : Prix du kg de fonte.

➤ **Munier**

$$\text{Deco} = (1 + 0.02n) \times Q \dots \dots \dots (\text{IV.36})$$

n : Nombre d'heures de pompage

Les formules de Bresse, Bonnin et Munier donnent un calcul direct et rapide du diamètre d'une canalisation dans une installation de petite ou moyenne importance.

**IV.3.2 Pertes de charges hydrauliques dans les conduites [12]****a. Perte de charge linéaire**

Les pertes de charge linéaires ( $\Delta h$ ) dans une conduite de longueur (L) est donnée par la formule de Darcy Weisbach déjà présentée dans le calcul des conduites secondaires et la conduite principale.

**b. Perte de charge singulière**

Les pertes de charges singulières ou locales sont liées aux accessoires. Elles sont provoquées par des empêchements le long de parcours, plus ou moins brusques. Et elles sont données par la relation suivante :

$$J_s = \alpha \cdot \dots \dots \dots (\text{IV.37})$$

$\alpha$  : coefficient de perte de charge singulière.

Pour le dimensionnement des adductions hydrauliquement longues les singularités sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires. Pour le notre cas on prendra :

$$\Delta H_s = 0,15 \times \Delta H_l \dots \dots \dots (\text{IV.38})$$

**IV.3.3 Calcul du diamètre économique****a. Hauteur Manométrique Totale**

La HMT d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mce) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement ( $J_{asp}$ ,  $J_{ref}$ ).

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \dots \dots \dots (\text{IV.39})$$

$$H_{mt} = (60 - 37) + 5,092 + (0,15 \times 5,092)$$

$$H_{mt}=28,85 \text{ m}$$

### b. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{g^* Q^* HMT}{\eta} \dots\dots\dots (IV.40)$$

$\eta$ : rendement de la pompe en (%) ( $n=79.8\%$ )

Q: débit refoulé par la pompe en ( $m^3/s$ )

g: accélération de la pesanteur ( $9.81 \text{ m/s}^2$ )

### c. Energie consommée par la pompe

Elle est définie comme étant la puissance consommée par la pompe, multipliée par le temps de fonctionnement.

$$E = P \times t \times N_j \quad [\text{Kwh}] \dots\dots\dots (IV.41)$$

t: c'est le temps de pompage par jour dans notre cas

P: puissance de la pompe en (kW).

$N_j$  : Nombre éventuel de jours d'irrigation dans l'année.

### d. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{exp} = E \times e \quad [\text{DA}] \dots\dots\dots (IV.42)$$

Avec :

E: énergie consommée par la pompe en (Kwh).

e: prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONEGAS.

Donc :  $e = 4,67 \text{ DA}$

Source : SONEGAS

### e. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{amo} = P_c \times A \quad [\text{DA}] \dots\dots\dots (IV.43)$$

Avec :

$P_c$ : prix de la conduite en (DA).

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots \dots \dots (IV.45)$$

i: Taux d'annuité annuel, (i = 8 % en Algérie).

n: nombre d'années d'amortissement, n = 15 ans.

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{15} - 1} + 0,08 = 0,1168 = 11,683\%$$

#### f. Coût total

Le coût total de l'installation sera alors déduit en faisant la somme des différents frais suscités donc :

$$F_{tot} = F_{exp} + F_{inv} \dots \dots \dots (IV.46)$$

$$F_{tot} = F_{exp} + P_c + F_{amo} \dots \dots \dots (IV.47)$$

Les résultats de calcul du diamètre économique sont mentionnés aux tableaux suivants :

**Tableau IV.7:** Calcul des pertes de charges de la HMT de la pompe et sa puissance

$D_n$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	V (m/s)	Re	$\Lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H$ (m)	HMT(m)	P (Kwh)
180	147,2	3,58	521703,64	0,03185	0,14136	1237	170,17	216,064	132,806
200	163,6	2,90	469405,72	0,03084	0,08072	1237	97,23	131,528	80,845
225	184	2,29	417362,91	0,02977	0,04330	1237	53,49	79,368	48,784
250	204,6	1,85	375341,03	0,02886	0,02469	1237	30,52	53,419	32,834
315	257,8	1,17	297885,09	0,02700	0,00727	1237	9,06	29,141	17,912
400	327,4	0,72	234559,48	0,02527	0,00206	1237	2,52	21,872	13,444

**Tableau IV.8:** Calcul des frais de l'exploitation et des frais d'installation

$D_n$ (mm)	Frais de l'exploitation			Frais de l'investissement			
	P (kwh)	$E = p \cdot t \cdot N_j$	$F_{exp} = e \cdot E$ (DA)	Prix ml (DA)	L (m)	prix <sub>tot</sub> (DA)	F <sub>amor</sub> (DA)
<b>180</b>	132,8064539	63747,10	82233,76	2438,23	1212,24	2955719,94	345228,09
<b>200</b>	80,84547695	38805,83	50059,52	3076,54	1212,24	3729504,85	435606,17
<b>225</b>	48,78473221	23416,67	30207,51	4052,61	1212,24	4912735,95	573807,56
<b>250</b>	32,83466933	15760,64	20331,23	4759,95	1212,24	5770201,79	673959,57
<b>315</b>	17,91168669	8597,61	11090,92	7013,09	1212,24	8501548,22	992980,83
<b>400</b>	13,44409846	6453,17	8324,59	11395,09	1212,24	13813583,90	1613426,60

**Tableau IV.9 :** Calcul du bilan ou du coût total de l'installation

$D_n$ (mm)	F <sub>inv</sub> (DA)	F <sub>expl</sub> (DA)	BILAN (DA)
<b>180</b>	3300948,02	82233,76	3383181,78
<b>200</b>	4165111,02	50059,52	4215170,54
<b>225</b>	5486543,50	30207,51	5516751,01
<b>250</b>	6444161,36	20331,23	6464492,58
<b>315</b>	9494529,05	11090,92	9505619,97
<b>400</b>	15427010,50	8324,59	15435335,09

D'après le calcul précédant et tenant compte du critère technico-économique on déduit que :

Le diamètre le plus économique est  $\varnothing 315$  mm de diamètre intérieur  $D_{int} = 257,8$  mm.

Donc le diamètre de la conduite refoulant du forage au réservoir est  $D_n = 315$  mm.

Pour le  $\varnothing 315$  la hauteur manométrique totale demandée est de :  $H_{mt} = 29,141$  mce.

La Hauteur disponible de la pompe déjà existante est de  $H_{mt_{disponible}} = 35$  mce, donc on ne va pas changer de pompe.

**Conclusion**

Le dimensionnement du réseau capable à desservir la parcelle a été fait d'une manière dont l'intégralité de notre parcelle sera irriguée. Et pour ce faire on a du suivre les étapes suivantes :

Calculer des doses des fréquences et durées d'irrigation pour chaque culture.

Estimer le débit d'irrigation en faisant une approche sur le nombre de goutteurs dont on a besoin pour irriguer convenablement chaque arbre.

En déduisant le volume d'eau nécessaire pour l'irrigation et choisissons un volume pour le réservoir.

Calculer les diamètres des différentes conduites, par les formules, ou de méthodes adéquates.

Vu la topographie de la parcelle, on a choisi un réseau qui peut irriguer toutes nos cultures d'une façon gravitaire.

Il est à noter que le la pompe déjà en place sur le forage assure une hauteur et un débit supérieurs, à ceux dont on a besoin donc, on n'aura pas à changer la pompe du forage.

# CHAPITRE V

## Estimation du coût final du projet

**Introduction :**

L'aspect technique ne suffit pas pour réaliser un projet, il faut avoir une idée générale sur l'enveloppe financière qui lui sera allouée.

Dans ce chapitre on va évaluer le cout total du réseau dimensionné ; pour facilité la tache on divise les frais en trois catégories :

Frais de travaux de terrassement, frais de la tuyauterie et accessoires nécessaire au réseau, frais de la construction du réservoir.

**V.1 Frais des travaux de terrassements****V.1.1 Calcul des volumes de déblais et remblais**

La pose des conduites enterrées du réseau doit être réalisée dans des tranchées, conçues comme suit :

- La largeur de la tranchée est de :

$$l = D + 2 \times 0.3 \quad (\text{m})$$

- La hauteur est de :

$$H = D + h_{\text{sable}} + 0.8 \quad (\text{m})$$

Avec :  $h_{\text{sable}}$  qui est la hauteur du lit de sable comprise entre 0.1 et 0.2 mètres

Sois  $L$  la longueur de la tranchée en mètres.

**Volume de déblais**

Le volume des déblais sera alors égale à :

$$V_{\text{deb}} = L \times H \times l \quad (\text{m}^3)$$

**Volume de remblais**

Le volume du remblai est égale à celui des déblais duquel on soustrait le volume de la conduite enterrée on aura donc :

$$V_{\text{remb}} = V_{\text{deb}} - V_{\text{cond}}$$

$$\text{Avec : } V_{\text{cond}} = \left( \pi \frac{D^2}{4} \right) \cdot L$$

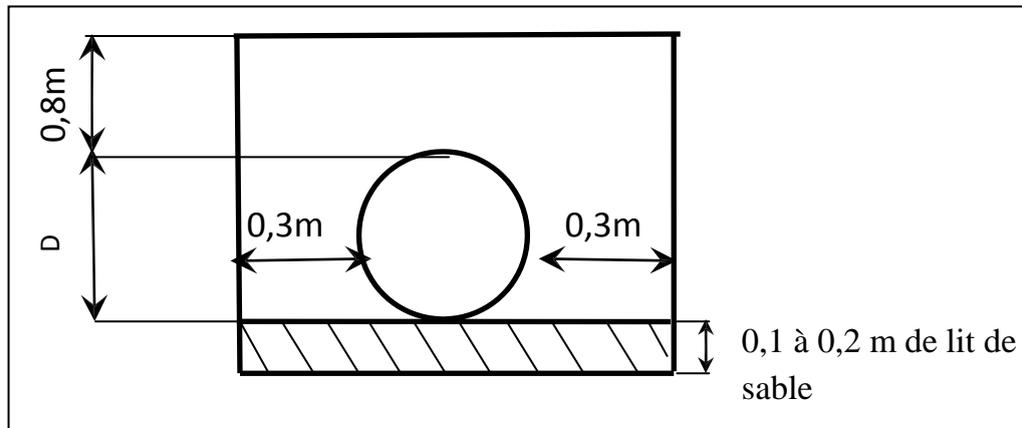
$$\text{Donc : } V_{\text{remb}} = V_{\text{deb}} - \left( \pi \frac{D^2}{4} \right) \cdot L$$

**Volume de sable**

Le Volume du sable nécessaire pour le lit de sable est égale à :

$$V_{\text{sable}} = h_{\text{sable}} \times L \times l$$

La figure si après illustre la disposition de la conduite au niveau de la tranchée :



**Figure V.1** : Disposition de la conduite dans une tranchée

Les résultats de calculs des différents volumes sont représentés au tableau si après :

**Tableau V.1** : Calcul des volumes des déblais et remblais

Type de conduite	Tubes enterrés	Longueur (m)	largeur (m)	hauteur (m)	V déblai (m <sup>3</sup> )	V sable (m <sup>3</sup> )	V conduites (m <sup>3</sup> )	V remblai (m <sup>3</sup> )
Amené	PEHDØ315	1237	0,91	1,21	1367,69	123,7	385,40	858,59
Principal A	PEHDØ400	262,17	1,00	1,3	340,82	26,217	131,71	182,893
Principal B	PEHDØ225	500	0,82	1,12	461,25	50	79,48	331,77
<b>Secondaire1</b>								
Tronçon1	PEHDØ250	473	0,85	1,15	462,36	47,3	92,82	322,24
Tronçon2	PEHDØ225	600	0,82	1,12	553,50	60	95,37	398,13
Tronçon3	PEHDØ200	441	0,80	1,1	388,08	44,1	55,38	288,6
Tronçon4	PEHDØ180	500	0,78	1,08	421,20	50	50,86	320,34
Tronçon5	PEHDØ125	100	0,72	1,025	73,80	10	4,90	58,9
<b>Secondaire2</b>								
Tronçon1	PEHDØ225	200	0,82	1,125	184,50	20	31,79	309,54
Tronçon2	PEHDØ200	473	0,80	1,1	416,24	47,3	59,40	256,27
Tronçon3	PEHDØ180	400	0,78	1,08	336,96	40	40,69	150,68
Tronçon4	PEHDØ160	241	0,76	1,06	194,15	24,1	19,37	121,62
Tronçon5	PEHDØ140	200	0,74	1,04	153,92	20	12,30	294,47
Tronçon6	PEHDØ125	500	0,72	1,025	369	50	24,53	55,77
Tronçon7	PEHDØ90	100	0,69	0,99	68,31	10	2,54	309,54
<b>Somme des différents volumes</b>					<b>5791,78</b>	<b>622,717</b>	<b>1086,54</b>	<b>4082,523</b>

### V.1.2 Cout total des terrassements

- **Déblais**

Le prix du mètre cube de déblai de terre meuble est de 250DA.

Le déblai correspondant à la pose des conduites est de 5791,78m<sup>3</sup>.

Le déblai correspondant au coulage du radier du réservoir :

L'épaisseur du radier est de 40 cm

La longueur est de 13 m

La largeur est de 11 m

Donc  $V = 0,4 * 13 * 11$

$$V = 57,2 \text{ m}^3$$

D'où :

$$F_{\text{deb}} = (5791,78 + 57,2) \times 250$$

$$F_{\text{deb}} = 1462245 \text{ DA}$$

- **Remblais**

Le prix du mètre cube de remblai est de 100DA d'où :

$$F_{\text{remb}} = 4082,523 \times 100$$

$$F_{\text{remb}} = 408252,3 \text{ DA}$$

- **Sable**

Le prix du mètre cube de sable est de 800 DA d'où :

$$F_{\text{sable}} = 622,717 \times 800$$

$$F_{\text{sable}} = 498173,6 \text{ DA}$$

- **Grillage d'avertissement**

Il est placé à une dizaine de centimètres en haut de la conduite posée, son rôle est d'avertir qu'on est proche de la conduite en cas ou on creuse pour la déterrer ou pour réparer une fuite probable, elle se vend généralement sous forme de rouleaux, à un prix variant entre 25 et 45DA le mètre linéaire.

La longueur totale des tranchées est de mètres

$$F_{\text{GA}} = 6227,17 \times 25$$

$$F_{GA}=155692,5 \text{ DA}$$

D'où les frais des terrassements sont estimés à

$$F_{ter}=F_{deb}+F_{remb}+F_{sab}+F_{GA}$$

$$F_{ter}=1462245+408252,3+498173,6+155692,5$$

$$\mathbf{F_{ter}=25\ 243\ 634,4 \text{ DA}}$$

### VI.2 Frais de construction du réservoir

Le réservoir est fait complètement de béton armé, ses dimensions sont comme suit :

La longueur est :  $L = 13\text{m}$

La largeur est de :  $l=11\text{m}$

La Hauteur du plan d'eau au remplissage est de 5m on prend alors :  $H=5.2\text{m}$

L'épaisseur des parois du réservoir est de :  $e= 30\text{cm}$

L'épaisseur du radier est de :  $E=40\text{cm}$

Le volume du béton armé réservoir est de :

$$V_{bét} = [ L \times l - ((L-e) \times (l-e))] + [ L \times l \times E ]$$

$$V_{bét} = [ 13 \times 11 - ((12.7) \times (10.7))] + [ 13 \times 11 \times 0.4 ]$$

$$V_{bét} = 64,31\text{m}^3$$

Le prix du mètre cube en béton armé est de 20 000DA donc :

$$F_{res} = 64,31 \times 20000$$

Le coût du réservoir est de  $\mathbf{F_{res}=1\ 286\ 200 \text{ DA}}$

### VI.3 Frais des tuyauteries et des accessoires nécessaires au réseau

Elle comporte les organes de mesure de fertilisation et de filtration, leur estimation est indiquée au tableau suivant :

**Bâche de stockage****Tableau V.2** : Frais des organes de l'ouvrage de tête

<b>Ouvrage de tête</b>				
<b>Accessoires</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>	<b>Prix totale (DA)</b>
Débitmètre	un	1	3850	3850
Fertiliseur	un	1	8500	8500
Filtre	un	1	25926	25926
				<b>Σ= 38276</b>

- **Les postes**

**Tableau VI.3** : Frais des organes de constituant tous les postes d'irrigation

<b>Les postes</b>				
<b>Accessoires</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>	<b>Prix totale (DA)</b>
Tube PEBD Ø16	ml	4368	15,02	65607,36
Tube PEBD Ø40	ml	144	302,44	43551,36
goutteur 2l/h	un	255264	15	3828960
bouchon Ø16	un	4368	46	200928
bouchon Ø40	un	72	215	15480
Bornes à 2 sorties	un	32	18940	606080
Bornes à 1 seule sortie	un	8	14390	115120
				<b>Σ=4875726,72</b>

- **La conduite d'amenée**

**Tableau VI.4** : Frais des organes de la conduite d'amenée

<b>Conduite d'amenée</b>				
<b>Accessoires</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>	<b>Prix totale (DA)</b>
tube PEHD Ø315	ml	1204	7013,09	8443760,36
Compteur d'eau	un	1	2600	2600
Vanne Ø315	un	1	10045	10045
Clapet anti retour Ø315	un	2	8748	17496
Ventouse	un	1	5460	5460
robinet de vidange	un	1	4890	4890
				<b>Σ=8484252</b>

- **La conduite principale**

**Tableau VI.5** : Frais des organes de la conduite principale

<b>Conduite Principale</b>				
<b>Accessoires</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>	<b>Prix totale (DA)</b>
Tube PEHD Ø400	ml	725	3075,54	2229766,5
Té Ø400-225	un	1	1978	1978
Tube PEHD Ø225	ml	966,1	1986,58	1919234,94
Vanne Ø225	un	1	6750	6750
Vanne Ø250	un	1	7954	7954
				<b>Σ=4165683,44</b>

- **Les conduites secondaires**

**Tableau VI.6** : Frais des organes de la conduite secondaire

<b>Conduites secondaires</b>				
<b>Accessoires</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>	<b>Prix totale (DA)</b>
Tube PEHDØ90	ml	300	216,42	64926
Tube PEHDØ125	ml	200	438,18	87636
Tube PEHDØ140	ml	400	514,71	205884
Tube PEHDØ160	ml	800	587,43	469944
Tube PEHDØ180	ml	725	629,02	456039,5
Tube PEHDØ200	ml	550	925,86	509223
Tube PEHDØ225	ml	660	490,29	323591,4
Tube PEHDØ250	ml	290	1959,12	568144,8
Tube PEHDØ315	ml	450	2129,12	958104
Tube PEHDØ400	ml	160	2217,86	354857,6
Convergent Ø250-200	un	2	1050	2100
Convergent Ø200-180	un	2	977	1954
Convergent Ø180-160	un	1	947	947
Convergent Ø180-125	un	1	903	903
Convergent Ø160-140	un	1	858	858
Convergent Ø140-125	un	1	840	840
Convergent Ø125-90	un	1	575	575
				<b>Σ=4006527,3</b>

Le cout totale des tuyauteries est de :

$$F_{ty}=4006527,3 + 4165683,44 + 8484252 + 4875726,72 + 38276$$

$$F_{ty}=21570465,46 \text{ DA}$$

#### VI.4 Coût finale du projet

Le coût final de ce projet est la somme des frais calculé précédemment donc :

$$C_{fp}=1286200 + 25243634,4 + 21570465,46$$

Le coût total de ce projet s'élève à : **48 100 299,86 DA**

#### Conclusion

Lors de ce chapitre on a estimé le coût total du projet et qui s'élève aux alentours de quatre milliard huit cent dix millions de centimes algérien.

Cette somme est relativement élevée, a cause des prix élevés des différents accessoires d'un réseau d'irrigation sous pression, mais aussi pour la grandeur de la parcelle, et le nombre conséquent d'accessoires.

Il est à noter que cette somme représente seulement les prix des matériaux et accessoires sans prendre en considération les frais de la réalisation qui différent d'une entreprise a une autre, et qui seront aussi de valeur conséquente.

## CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce travail, il faut dire que le recours au comblement du déficit hydrique au niveau du périmètre d'El-Kseur par l'exploitation rationnelle des eaux de la nappe aquifère de la Soummam et une des solutions les plus réussies.

Ceci du fait du choix de la technique d'irrigation à laquelle on a opté et qui n'est autre que le goutte à goutte, demeure très efficace donc très économique.

Et il vient de soulever quelques conclusions :

La mise en service du barrage Tichy-Haff pour alimenter en eau potable les différentes localités de la wilaya de Béjaïa a permis de lever la charge qu'a subi la nappe, en arrêtant l'exploitation d'un bon nombre de forages destinés à l'AEP, et a permis même de reconverter quelques-uns au service de l'agriculture.

Nous devons également noter que certaines données concernant la qualité des eaux de la nappe aquifère de la Soummam et la texture du sol que nous n'avons pas pu récupérer, auraient renforcé la fiabilité des résultats de cette étude.

L'aspect économique de cette étude, résulte dans le fait que :

-La technique d'irrigation utilisée est d'une efficacité élevée, donc les pertes sont minimisées, elle contribue aussi à améliorer le rendement de la parcelle.

-La création de postes de travail d'abord, au cours de la réalisation du projet, puis dans le suivi et la maintenance du réseau, et enfin à chaque campagne de récolte

Pour finir la citation de quelques recommandations est importante qui sont comme suit :

L'utilisation d'un seul forage au niveau d'un si grand parcelle est probablement insuffisante dans le cas de figure ou il pourra y avoir une panne de la pompe ou une rupture d'une conduite, ce qui pourra par conséquent engendrer des pénuries imprévisibles et très coûteuses, si la panne n'est pas réparée dans les délais.

Pour éviter ce problème on peut proposer deux solutions qui sont :

-La réalisation d'un autre forage ayant des caractéristiques semblables à celles du premier et les faire travailler par alternance, et en cas d'un problème dans l'un des deux on travail avec un seul.

-L'eau de l'oued Soummam peut être aussi une solution au futur proche, même si actuellement la qualité de cette eau peut être jugée comme étant médiocre, et cela à cause des rejets d'eaux usées des villes riveraines situées à l'amont, la mise en place des stations d'épuration à Akbou Sidi Aich et à El Kseur, va considérablement améliorer la qualité de cette eau d'où la possibilité de sa réutilisation dans le domaine agricole.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : **SARIA**; Initiation à l'Hydrologie de surface, Editions- Distribution HOUMA, Bouzaréah-Alger, (2002), 224P.
- [2] : **MOUNI.L, MERABET.D, ARKOUB.H et MOUSSACEB.K**; Etude et caractérisation physico-chimique des eaux de l'Oued Soummam, Laboratoire de technologie des matériaux et du génie des procédés, Université Abderrahmane MIRA, Targa Ouzemmour-Béjaia, (2009). PP 300-366.
- [3] : **DSA** ; Bilan du Secteur de l'Agriculture, Campagne Agricole 2009/2010, Campagne 2011.Béjaia, (2010).
- [4] : **PHOCAIDES.A**; Manuel des Techniques d'Irrigation Sous Pression 2<sup>nd</sup> Edition, FAO, Rome-Italie, (2008), 308P.
- [5] : **MESSAHEL.M** ; L'irrigation au goutte à goutte, Office Centrale des Publications Universitaires, Ben Aknoun-Alger, (1988), 339P.
- [6] : **TIERCELIN.J-R**; Traité d'Irrigation 1<sup>ère</sup> Edition, Lavoisier Tec & Doc, (1998), 1011P.
- [7] : **ZELLA.L**; MICRO-IRRIGATION Théorie et Application, Office Centrale des Publications Universitaires, Ben Aknoun-Alger, (2010), 300P.
- [8] : **TOUIBIA.B**; Manuel pratique d'Hydrologie, Presses MADANI Frères, Guerouaou-Blida, (2004), 166P.
- [9] : **Encyclopédie Universalis 2011.**
- [10] : **REUIL.L et RUELLE.P**; Guide Pratique IRRIGATION 3<sup>ème</sup> Edition, Cemagref Editions, Paris, (2003), 344P.
- [11] : **YAHIAOUI. S**; Evaluation de la qualité des eaux souterraines de la Mitidja et leur aptitude à l'irrigation, Mémoire de Magistère, ENSH-Blida (2011), 273P.

[12] : **SALAH. B**; Support de cours d'Alimentation en Eau Potable, ENSH-Blida, (1994).

[13] : **BEDJAOUA** ; Nouvelle Approche Pour le Calcul du Diamètre Economique dans les Conduites de Refoulement, Laboratoire de Recherche en Hydraulique Souterraine et de Surface, Université de Mohammed KHIDER, Biskra, (2005), PP 141-145.

# ANNEXES

# Annexe 01

La série pluviométrique de la  
station aéroport Bejaia

année	janv	fevr	mars	avril	mai	juin	juill	aout	sept	oct	nov	dec	Σ
1980	52.7	90.7	114.9	27.8	89.4	17.8	0	37	39.8	9.3	228.8	84.2	792.4
1981	131.5	140.6	63.6	72.1	47.1	30.8	47.3	18.7	47.3	99.7	137.1	72.7	908.5
1982	92.3	19.4	38.6	109.3	38.5	6.6	0.4	5.7	8.1	27.7	204.5	14.7	565.8
1983	124.5	78.9	144.1	111.9	50.8	1.9	0.1	0	15.2	90.4	109.6	10.1	737.5
1984	49.8	117.6	72.5	110.6	21.6	17.2	18.7	47	73.7	36.8	100.6	13.9	680
1985	48.5	26.5	118.3	94.3	35.6	1.7	1.3	4	2.7	42.9	154.9	386.2	916.9
1986	51.4	100	96.2	43.9	21.2	24	2.1	27.9	3.2	48.7	51.7	90.4	560.7
1987	314.8	100.2	57.7	51.9	74.4	0.8	0.4	39.4	23.1	107.7	122.1	226.4	1118.9
1988	11.2	35.3	44.2	150	14	0.1	1.8	10.2	2.5	57	59	69.5	454.8
1989	221.4	189.7	90	25.5	60	8.9	0	3.6	17.4	262.6	6	215	1100.1
1990	92.3	72.9	59.7	69.5	48.6	15.5	5.8	11.9	32.8	54.3	87.8	92	643.1
1991	136.2	88	67.9	78.3	52	14.3	4.1	4.6	29.2	73.1	126.3	135.1	809.1
1992	72.8	161.9	74.2	40.9	47.3	5.7	3.6	2.1	26.9	25.5	216.2	33.2	710.3
1993	39.9	94.7	69.2	56.3	44.9	50.2	0	1.8	61.1	0.9	141.5	206.8	767.3
1994	91.8	13.7	34.1	124.4	0.3	16.4	2	12.3	49.1	48.5	67.5	33.8	493.9
1995	123.9	0	43.7	58.4	85.8	16.9	8.7	2.5	3.4	41.4	72.2	295.5	752.4
1996	75.9	94.9	168.5	33.5	38.7	2.4	0.4	8	81.2	188.1	36.9	44.1	772.6
1997	160.6	53.3	15.9	25	47.6	37	3.4	0	3.1	31.8	52.5	260.4	690.6
1998	68	78.8	37.9	101.3	48.4	2	0	5.8	47.2	73.1	51.9	81.8	596.2
1999	64.5	67.5	0.5	63.8	4.2	0.9	0	0.2	119.7	63.5	21.6	155.5	561.9
2000	204	48	106	37	5	22	0	16	36	23	40	46	583
2001	88	222	59	85	42	25	6	17	30	36	55	53	718
2002	44	17	16	44	8	15	6	21	50	112	100	81	514
2003	26	67	44	97	157	4	0	2	75	41	120	98	731
2004	230	115	79	63	31.9	9.8	2.9	22.4	39.7	56.9	73.7	83.6	807.9
2005	72.9	21.8	14	27.3	53.9	5.3	1.4	0	13	76.5	30.9	65.7	382.7
2006	212	70.2	9.2	65.9	37.1	1.3	0	12.1	47.3	2.9	103.9	70.9	631.5
2007	68.9	103.6	57.5	18.1	23.5	11.2	4.6	7.3	53.5	69.9	98.4	157.4	673.9
2008	310	69	30.7	220.6	26.5	1	8.2	1.5	114.1	75.5	45.6	205.5	1108.2
2009	147.9	54.6	86.9	110.4	69.9	26	0	5	18.8	30.4	177.7	128.4	856
2010	230	115	79	63	31.9	5.3	1.4	0	13	76.5	30.9	65.7	711.7
2011	44	17	16	44	23.5	11.2	4.6	7.3	53.5	69.9	98.4	157.4	546.8
2012	23.5	11.2	4.6	7.3	53.5	69.9	6	17	30	36	55	53	367
2013	131.5	140.6	63.6	72.1	64.5	0.1	1.8	10.2	2.5	57	59	69.5	672.4
moy	113.4	79.3	61.0	70.7	44.1	14.1	4.2	11.2	37.1	63.1	92.2	113.4	704

Source : L'Office National Météorologique (ONM)

# Annexe 02

## Guide d'estimation de P%

## GUIDE D'ESTIMATION DE

### P

(P = pourcentage de sol humidifié pour divers débits de distributeurs et divers espacements  
- entre rampes et entre distributeurs - dans le cas d'une seule rampe, rectiligne, équipée  
de distributeurs uniformément espacés délivrant une dose de 40 mm par arrosage  
sur l'ensemble de la surface)

Ecartement entre rampes S <sub>d</sub> en m	Débit des distributeurs														
	Moins de 1,5 l/s			2 l/s			4 l/s			8 l/s			Plus de 12 l/s		
	Espacement recommandé des distributeurs sur la rampe, S <sub>d</sub> en m en sol														
	de texture grossière (G), moyenne (M), fine (F)														
	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F
	0,2	0,5	0,9	0,3	0,7	1,0	0,6	1,0	1,3	1,0	1,3	1,7	1,3	1,6	2,0
sol humidifié P%															
0,8	38	88	100	50	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1,0	33	70	100	40	80	100	80	100	100	100	100	100	100	100	100
1,2	25	58	92	33	67	100	67	100	100	100	100	100	100	100	100
1,5	20	47	73	26	53	80	53	80	100	80	100	100	100	100	100
2,0	15	35	55	20	40	60	40	60	80	60	80	100	80	100	100
2,5	12	28	44	16	32	48	32	48	64	48	64	80	64	80	100
3,0	10	23	37	13	26	40	26	40	53	40	53	67	53	67	80
3,5	9	20	31	11	23	34	23	34	46	34	46	57	46	57	68
4,0	8	18	28	10	20	30	20	30	40	30	40	50	40	50	60
4,5	7	16	24	9	18	26	18	26	36	-26	36	44	36	44	53
5,0	6	14	22	8	16	24	16	24	32	24	32	40	32	40	48
6,0	5	12	18	7	14	20	14	20	27	20	27	34	27	34	40

## Annexe 03

Diamètres nominaux, extérieurs et  
intérieur des conduites en PVC,  
PEHD et PEBD

Φ est le diamètre.

## PEHD pour eau potable :

Epaisseur nominale en mm :

PE 80			
Ø	PN 6 SDR 21	PN 10 SDR 13.6	PN 16 SDR 9
20	2.0	2.0	2.3
25	2.0	2.0	3.0
32	2.0	2.4	3.6
40	2.0	3.0	4.5
50	2.4	3.7	5.6
63	3.0	4.7	7.1
75	3.6	5.6	8.4



PE 100				
Ø	PN 6 SDR 26	PN 10 SDR 17	PN 16 SDR 11	PN 20 SDR 9
90	3.5	5.4	8.2	10.1
110	4.2	6.6	10.0	12.3
125	4.8	7.4	11.4	14.0
160	6.2	9.5	14.6	17.9
200	7.7	11.9	18.2	22.4
250	9.6	14.8	22.7	27.9
315	12.1	18.7	28.6	35.2
400	15.3	23.7	36.3	44.7
500	19.1	29.7	45.4	55.8
630	24.1	37.4	57.2	—

## PEBD pour irrigation :

Ø	PN 2.5	PN 4	PN 6	PN 10
16	1.2	1.4	1.8	2.7
20	1.3	1.5	2.3	3.4
25	1.4	1.9	2.8	4.2
32	1.6	2.4	3.6	5.4
40	---	3.0	4.5	6.7
50	---	3.7	5.6	8.3
63	---	4.7	7.1	10.5
75	---	5.6	8.4	12.5
90	---	6.7	10.1	15.0
110	---	8.1	12.3	18.3

## PVC pour eau potable :

Epaisseur nominale en mm :

Ø	PN 6 SDR 33	PN 10 SDR 21	PN 16 SDR 13.7
32	—	1.6	2.4
40	1.5	1.9	3.0
50	1.6	2.4	3.7
63	2.0	3.0	4.7
75	2.3	3.6	5.6
90	2.8	4.3	6.7
110	3.2	5.3	8.1
125	3.7	6.0	9.2

Ø	PN 6 SDR41	PN 10 SDR 26	PN 16 SDR 17
160	4.0	6.2	9.5
200	4.9	7.7	11.9



Source : Chialli

## Annexe 04

Diamètres nominaux extérieurs et intérieurs de conduites en PEHD.

matériau	PN	Type de matériau	DN	Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)
PEHD	PN16	PE80 - SDR9	20	20	2.3	15.4
			25	25	3	19
			32	32	3.6	24.8
			40	40	4.5	31
			50	50	5.6	38.8
			63	63	7.1	48.8
			75	75	8.4	58.2
		PE100 - SDR11	90	90	8.2	73.6
			110	110	10	90
			125	125	11.4	102.2
			140	140	12.7	114.6
			160	160	14.6	130.8
			180	180	16.4	147.2
			200	200	18.2	163.6
			225	225	20.5	184
			250	250	22.7	204.6
			315	315	28.6	257.8
			400	400	36.3	327.4
			500	500	45.4	409.2
			630	630	57.2	515.6

Source : Chialli

## Annexe 05

Différents tronçons des  
conduites principale et  
secondaires

