

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 :**

**Réhabilitation d'une partie du périmètre agricole de Sig (Wilaya de Mascara).**

**PRESENTE PAR**

**M<sup>r</sup> BOUGAFLA WALID**

**Devant les membres du jury**

<b>Noms et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> : .....	.....	Président
M <sup>r</sup> : .....	.....	Examineur
M <sup>r</sup> : .....	.....	Examineur
M <sup>r</sup> : .....	.....	Examineur
M <sup>r</sup> :RASOULE	MCA	Promoteur

**Septembre - 2017**

# Dédicace

*Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :*

*D'abord à ma très chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce que je suis devenu aujourd'hui.*

*A mon très cher père, pour ces conseils, son soutien matériels et moral et pour tout ses efforts et les faveurs qu'il m'a accordé et qui m'ont donné la volonté de réaliser et de finir ce travail.*

*A mon frères Amine.*

*Ma grande mère*

*A toute la famille : **BOUGAFLA et MANSOURI***

*Je dédie spécialement **NOUR EL HOUDA...***

*Je dédie également ce travail à tous mes amis de L'E.N.S.H avec qui*

*Je partage tous les souvenirs inoubliables d'une formation qui m'a ouvert les yeux sur le monde .*

*Je cite en particulier : "**El complo**" et Toute ma promotion, en générale et tous les étudiants de l'option irrigation et drainage en particulier.*

*Enfin je le dédie à tous mes amis que je n'ai pas cités et à tous ceux qui me connaissent*

# Remerciement

*Au terme de ce projet, fruit de mes années de labeur, je tiens à remercier sincèrement Dieu, de m'avoir octroyé les moyens et les personnes qui m'ont aidé dans mon élaboration.*

*On tient à remercier notre promotrice Mme. SAIL.N, de nous avoir assisté le long de la réalisation du travail, qu'elle trouve ici nos sincères gratitude et nos profondes reconnaissances pour tous les efforts qu'elle a déployés dans ce sujet, ainsi que de sa compréhension et de sa patience.*

*Nous remercions aussi Mme. AZIEZ.W., pour sa disponibilité, ses conseils ont largement contribué à l'aboutissement de ce travail.*

*Nous remercions les membres du jury. de vouloir bien examiner ce travail et présider la soutenance, d'avoir accepté d'examiner notre travail.*

*Nous remercions nos enseignants et tout le personnel de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.*

## SOMMAIRE

<b>Introduction général</b> .....	1
-----------------------------------	---

### **Chapitre I : Présentation de la région d'étude**

I.1 Présentation de la zone d'etude.....	2
I.1.1 :Présentation de la wilayade Mascara.....	2
I.1.2 : Relief.....	2
I.1.3 : Ressources hydriques.....	3
I.1.4 : Présentation du périmètre d'irrigation.....	3
I.1.5 : Géomorphologie.....	4
I.2 Etude climatologique.....	5
Introduction.....	5
I.2.1 Présentation de la station météorologique.....	5
I.2.2 : Précipitations.....	5
I.2.3 : Températures.....	6
I.2.4 : Autres paramètres climatiques.....	7
I.2.4.1 : Humidité relative.....	7
I.2.4.2 : Vents.....	8
I.2.4.3 : L'évaporation.....	9
I.2.4.4 : Insolation.....	10
I.2.5 : Indices climatiques.....	11
I.2.5.1 : Classification du climat selon Indice d'aridité de Martonne.....	11
I.2.5.2 : Quotient pluviométrique d'Emberger.....	11
I.2.5.3 : Classification du climat selon l'indice de Bagnouls et Gaussen.....	12
I.3 : Conclusion.....	13

### **Chapitre II : Ressource en eau et en sol**

#### **Ressources en eau**

Introduction.....	14
II.1 Oued de Sig (Mekerra).....	14
II.2 : Etude de la qualité de l'eau d'irrigation.....	14
II.3 : Effet sur le fonctionnement du réseau.....	14
II.3.1 : Risque d'obstruction.....	14
II.3.2 : Risque de salinisation du sol.....	15
II.4 : Evaluation de la qualité de l'eau d'irrigation.....	15
II.4.1 : Les limites admissibles.....	15

II.4.2 : conductivité électrique.....	15
II.4.3 : Le SAR (Sodium Absorption Ration).....	16
II.4.4 : Température de l'eau.....	18
II.4.5 : Le pH.....	18
II.4.6 : Conclusion.....	18
II.5 : Etude Hydrologique.....	19
Introduction.....	19
II.5.1 Choix de l'échantillon à analyser.....	19
II.5.2 Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique .....	21
II.5.3 Etude de l'échantillon.....	24
II.5.4 : Choix du type de loi.....	24
II.5.4.1 : Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale.....	24
II.5.4.2 : Test de validité de l'ajustement à la loi choisie.....	26
II.5.4.3 : Test de Khi carré pour la loi Normale.....	27
II.5.4.4: Ajustement des pluies annuelles à la loi du log-normalel (loi de Galton).....	29
II.5.4.5 : Test de validité de l'ajustement à la loi log-normale (loi de Galton).....	31
II.5.4.6 : Test de Khi carré pour la loi de Galton.....	31
II.6 : Choix de la loi d'ajustement.....	31
II.6.1 : Détermination de l'année de calcul .....	31
II.7 : Conclusion.....	32

### **Ressources en sol**

Introduction.....	33
II.8 : Les types de sols.....	33
II.8.1 : Les sols peu évolués d'origine non climatiques d'apport alluvial modaux .....	33
II.8.2 : profil pédologique.....	34
II.9 : Les aptitudes culturales.....	34
II.9.1 : La classe des aptitudes $M_{10}C_{10}I_{11}B_{42}$ .....	34
II.9.2 : La classe des aptitudes $C_{10} M_{11}I_{13}B_{43}$ .....	35
II.10 : Conclusion .....	37

## **Chapitre III : Diagnostic et description des infrastructures et installation existantes**

Introduction .....	38
III.1 Diagnostic du réseau d'irrigation .....	38
III.2 : Les principales problèmes du périmètre .....	39
III.2.1 : Insuffisance de la ressource en eau .....	39
III.2.2 : Problème d'entretien et de gestion .....	39
III.2.3 : Efficacité d'application et gaspillage d'eau du système actuel.....	40
III.2.4 : L'instabilité du foncier.....	40
III.2.5 : Difficulté financière. ....	41
III.3 : Conclusion.....	42

## **Chapitre IV : Estimation des besoins en eau d'irrigation**

Introduction.....	43
IV.1 : Besoin en eau du périmètre.....	43
IV.1.1 : Evapotranspiration réelle ou de culture (ETR ou ETC) .....	43
IV.1.2 : Calcul de l'évapotranspiration potentielle ou de référence.....	44
IV.1.2.1 : Méthode de PENMAN et MONTHEIT modifiée.....	44
IV.1.3 : Occupation des sols et choix des cultures .....	46
IV.1.3.1 : La céréaliculture.....	46
IV.1.3.2 : Arboriculture .....	46
IV.1.3.3 : Maraichère et autre culture.....	46
IV.2 : Détermination des Besoins en eau des cultures .....	47
IV.2.1 : Humidité à la capacité aux champs et de flétrissement.....	48
IV.2.2 : Calcul de la pluie efficace : .....	48
IV.2.3 : Efficience d'irrigation .....	49
IV.2.4 : Calcul des débits spécifiques : .....	57
IV.2.5 : Evaluation du débit caractéristique.....	57
IV.3: Conclusion.....	58

## Chapitre V : Réseau d'adduction et de distribution et calcul

Introduction.....	59
V.1: Le réseau d'irrigation.....	59
V.1.1 : Choix du tracé .....	59
V.1.2 : Choix de la variante .....	60
V.2 : recherche d'un tracé optimum.....	60
V.2.1 : Tracé par proximité.....	60
V.3 : La méthodologie de dimensionnement.....	60
V.3.1 : Découpage des ilots d'irrigation.....	61
V.3.2 : Calcul des débits des ilots.....	61
V.3.3 : Calcul du débit aux bornes.....	61
V.3.4 : Choix du type de borne.....	61
V.3.5 : Choix du diamètre de la borne.....	62
V.4 : Matériaux de construction des canalisations.....	63
V.4.1 Choix du matériau des conduites.....	63
V.4.2 : Les matériaux.....	63
V.4.2.1 : Conduites en fonte.....	64
V.4.2.2 : Conduites en acier.....	64
V.4.2.3 Conduites en PVC (Polyvinyle de chlorure) .....	64
V.4.2.4 Avantages des canalisations en PEHD.....	64
V.5 : Optimisation des diamètres des canalisations du réseau collectif de distribution.....	64
V.6 : Optimisation des diamètres des canalisations du réseau collectif de distribution.....	65
V.7 : Dimensionnement des canalisations.....	65
V.7.1 : Vitesse admissible.....	65
V.7.2 : Calcul des diamètres.....	65
V.7.3 : Calcul des pertes de charge.....	65
V.8 : Dimensionnement de la bêche d'eau.....	68
V.9 : Débit caractéristique.....	68

## Chapitre VI : Choix de la technique d'arrosage

Introduction.....	69
V.1 : Définition.....	69
VI.2 : Composition d'une installation de goutte à goutte .....	70
VI.2.1 : Filtre à sable .....	70
VI.2.2 : Filtre a tamis.....	70
VI.2.3 : Régulateur de pression.....	70
VI.2.4 : Les goutteurs.....	71
VI.2.4.1 : Classification des goutteurs .....	71
VI.2.4.1.1 : Type de fonctionnement hydraulique .....	71
VI.2.5 : Injecteur d'engrais.....	72
VI.2.6 : La conduite principale.....	72
VI.2.7 : Le porte-rampes.....	72
VI.2.8 : Les rampes .....	72
VI.2.9 : Les distributeurs .....	72
VI.3 : Dimensionnement hydraulique d'un réseau de goutte à goutte.....	73
VI.3.1 : Données générales .....	73
VI.3.2 Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée.....	74
VI.3.3 les besoins journaliers.....	74
VI.3.4 Besoin journalier en tenant compte de la réduction $K_r$ .....	74
VI.3.5 La dose d'irrigation nette pratique.....	75
VI.3.6 : Fréquence des arrosages.....	76
VI.3.7 : Durée d'arrosage par mois.....	76
VI.3.8 : Durée d'arrosage journalier.....	77
VI.3.9 : Nombre de poste.....	77
VI.3.10 : Surface du poste.....	77
VI.4 : Calculs hydrauliques.....	77
VI.4.1 : Condition hydraulique.....	77
VI.4.2 : La conduite principale.....	78
VI.4.3 : Le nombre d'arbres par rampe.....	99
VI.4.4 : Nombre de goutteurs par rampe.....	79

VI.4.5 : Le nombre de rampes.....	79
VI.4.6 : Débit de la rampe.....	79
VI.4.7 : Débit de la porte rampe.....	79
VI.4.8 : Débit de la conduite secondaire.....	79
VI.5 : Dimensionnement des différentes parties du réseau.....	79
VI.5.1 Vérification des pertes de charges.....	80
VI.5.2 : Calculs hydrauliques de la rampe.....	80
VI.5.3 : Calculs hydrauliques de la porte rampe.....	80
VI.5.4 : Calcul des diamètres de la conduite secondaire.....	81
VI.5.5 : Calcul de caractéristique de conduites secondaires.....	81
VI.5.6 : La pression d'eau à la borne de distribution.....	81
VI.5.7 : résumer des caractéristique de la conduite secondaire .....	81
VI.6 : Conclusion.....	82

## **Chapitre VII : Etude socio-économique**

Introduction.....	83
VII.1 : le coût de réseau d'irrigation localisée.....	83
VII.2.1 : Dépenses des travaux.....	84
VII.2.2 : Calcul du volume de déblai et remblai.....	84
VII.2.3 : Calcul du cout des travaux de terrassement.....	86
VII.3 : Conclusion.....	86
<b>Conclusion général.....</b>	<b>87</b>



## Listes de tableaux

### Chapitre I

<b>Tableau I.1</b> : Situation de la station météorologique d'Oggaz.....	5
<b>Tableau I.2</b> : Précipitations Moyennes Mensuelles (1980-2010).....	5
<b>Tableau I.3</b> : Températures moyennes mensuelles (1980-2010).....	6
<b>Tableau I.4</b> : Humidité relative de l'air (%) en année.....	7
<b>Tableau I.5</b> : Vitesse moyenne et Maxi des vents (m/s).....	8
<b>Tableau I.6</b> : L'évaporation moyenne mensuelle.....	9
<b>Tableau I.7</b> : Durée moyenne d'insolation (heures/jour).....	10
<b>Tableau I.8</b> : Limite des climats d'après l'indice climatique de Martonne.....	11

### Chapitre II

<b>Tableau II.1</b> : Caractéristiques de l'eau d'irrigation à partir d'oued Sig.....	15
<b>Tableau II.2</b> : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique.....	16
<b>Tableau II.3</b> : Classification des eaux en fonction du S.A.R.....	17
<b>Tableau II.4</b> : Les caractéristiques de La station d'Oggaz.....	19
<b>Tableau II.5</b> : précipitations moyennes mensuelles (1980-2010).....	20
<b>Tableau II.6</b> : Test d'homogénéité de Wilcoxon.....	22
<b>Tableau II.7</b> : Ajustement à la loi de Gauss.....	25
<b>Tableau II.8</b> : table de Pearson ou de Khi 2.....	28
<b>Tableaux II.9</b> : Ajustement à la loi log-normale.....	30
<b>Tableau II.10</b> : Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul.....	32
<b>Tableau II.11</b> : Les espèces culturales.....	36
<b>Tableau II.12</b> : Degré d'aptitude culturale.....	37

### Chapitre IV

<b>Tableau IV.1</b> : Les résultats de l'ET0 obtenir à l'aide du logiciel CROPWAT..	45
<b>Tableau IV.2</b> : Surfaces occupées par les différentes cultures.....	47
<b>Tableau IV.3</b> : Les profondeurs d'enracinements des différentes cultures.....	47

<b>Tableau IV.4</b> : Humidité à la capacité au champ et de flétrissement.....	48
<b>Tableau IV.5</b> : les précipitation efficaces de la zone de projet.....	49
<b>Tableau IV.6</b> : Besoins en eau des Olivier.....	50
<b>Tableau IV.6</b> : Besoins en eau de Luzerne.....	51
<b>Tableau IV.6</b> : Besoins en eau de blé.....	52
<b>Tableau IV.6</b> : Besoins en eau d'Orge.....	53
<b>Tableau IV.6</b> : Besoins en eau des Olivier Pomme de terre.....	54
<b>Tableau IV.6</b> : Besoins en eau de Tomate.....	55
<b>Tableau IV.12</b> : Récapitulatif des besoins bruts totaux des cultures.....	56

## **Chapitre V**

<b>Tableau V.1</b> : Débit caractéristique de chaque îlot (bornes) d'irrigation.....	62
<b>Tableau V.2</b> : Choix de diamètre de la borne.....	62
<b>Tableau V.3</b> : Diamètre des borne d'irrigation.....	63
<b>Tableau V.4</b> : Les paramètres de perte de charge.....	66
<b>Tableau V.5</b> : Calculs hydrauliques du réseau de distribution.....	67

## **Chapitre VI**

<b>Tableau VI.1</b> : Caractéristique de la conduite de la rampe.....	80
<b>Tableau VI.2</b> : Caractéristiques de la conduite de le porte rampe.....	80
<b>Tableau VI.3</b> : Caractéristique de la conduite secondaire.....	81

## **Chapitre VII**

<b>Tableau VII.1</b> : Factures pro-forma des pièces du réseau d'irrigation.....	83
<b>Tableau VII.2</b> : calcule de terrassement.....	85



# Liste des figures

## Chapitre I

<b>Figure I.1:</b> Carte de la wilaya de Mascara en bas.....	02
<b>Figure I.2 :</b> périmètre de Sig.....	03

## Chapitre II

<b>Figure II.1 :</b> Diagramme de classification des eaux d'irrigation.....	17
<b>Figure II.2:</b> Ajustement des pluies annuelles à la loi Normale.....	26
<b>Figure II.3:</b> Ajustement des pluies annuelles à la loi Log-Normale ou GALTON.....	30

## Chapitre VI

<b>Figure VI.1 :</b> Différent types de goutteurs.....	72
<b>Figure VI.2 :</b> Schéma type d'un réseau d'irrigation en goutte a goutte.....	73

## Chapitre VII

<b>Figure VI.2 :</b> Schéma simplifié pour place la conduite d'adduction .....	85
--	----

## **Liste des planches**

Planche 01 : Plan de situation de la zone d'étude.

Planche 02 : Réseau de distribution.

Planche 03 : Plan d'occupation des sols.

Planche 04 : Profil en long de la conduite principale.

# Introduction Générale

L'eau est une ressource essentielle dans la vie. Elle fait l'objet d'utilisation très diverse par l'homme. Indispensable dans la production agricole, énergétique et industrielle. Fragile et limitée, la ressource en eau est de plus en plus menacée par les conséquences des activités humaines. Le nombre croissant d'utilisateurs nous oblige aujourd'hui à gérer cette ressource de manière intégrée et efficace, dans une perspective de long terme, et ainsi à trouver des solutions innovantes pour répondre à la demande.

Le ministère des ressources en eau a lancé travers l'ONID durant l'année 2009 un programme de réhabilitation des grands périmètres d'irrigation dans le but d'améliorer l'efficacité des systèmes d'irrigation (adduction et distribution) pour permettre d'irriguer d'autres superficies irrigables et d'augmenter les superficies réellement irriguées.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre mémoire de fin d'étude. En effet, le périmètre d'irrigation de Sig (Wilaya de Mascara) est une riche entité agricole qui a bénéficié de ce programme.

Ainsi, notre travail portera sur la réhabilitation d'une partie du périmètre agricole de Sig (wilaya de Mascara) et ce en se basant sur le dimensionnement du réseau de distribution moyennant les lois hydrauliques applicables à notre domaine et qui répondent à nos conditions naturelles, les techniques jusqu'à la borne d'irrigation pour faire fonctionner les différents systèmes d'arrosages. Notre travail comporte 7 chapitres suivants:

- Chapitre 1: Présentation de la région d'étude.
- Chapitre 2 : Ressource en eau et en sol.
- Chapitre 3: Diagnostic et description des infrastructures et installations existantes.
- Chapitre 4: estimation des besoins en eau d'irrigation
- Chapitre 5: choix de la technique d'arrosage
- Chapitre 6: réseau d'adduction et de distribution et calcul hydraulique .
- Chapitre 7 : étude socio-économique

## I.1 Présentation de la zone d'étude

### I.1.1 :Présentation de la wilaya de Mascara

la wilaya de Mascara est située au Nord Ouest du pays, elle est limitée au nord, par les wilayas d'Oran et de Mostaganem, à l'est, par les wilayas de Tiaret et de Relizane, au sud, par la wilaya de Saïda, à l'ouest, par la wilaya de Sidi Bel Abbès.

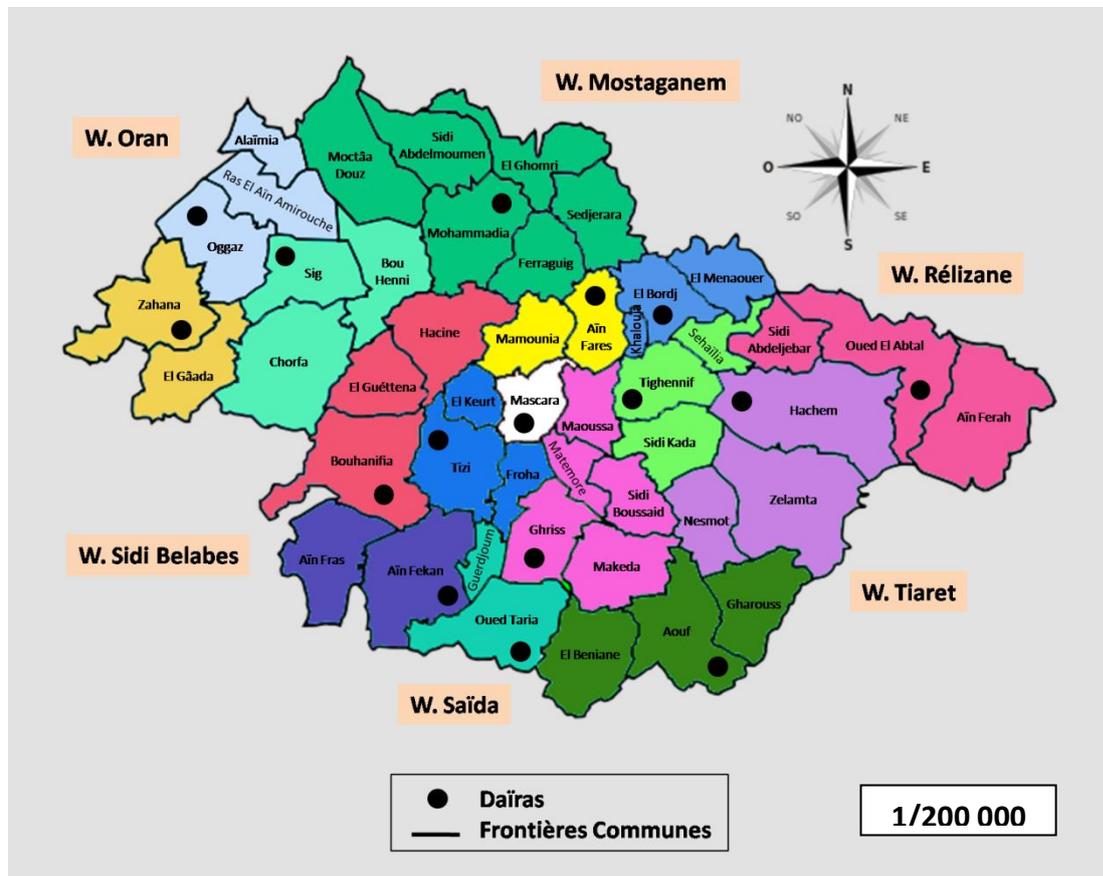


Fig I.1: Carte de la wilaya de Mascara en bas

### I.1.2 : Relief

La wilaya de Mascara fait partie intégrante de la région du Tell. Sur le plan physique, elle présente quatre grandes zones distinctes<sup>3</sup>:

- les plaines de Sig et de Habra au nord, couvrent 25 % du territoire de la Wilaya.
- les monts des Beni-Chougrane en amont, couvrent 32 % du territoire de la Wilaya.
- la haute plaine de Ghriss au centre, couvrent 27 % du territoire de la Wilaya.
- les monts de Saïda au sud, couvrent 16 % du territoire de la Wilaya.

### I.1.3 : Ressources hydriques :

La wilaya de Mascara est alimentée principalement par les barrages suivants:

- Barrage de Bouhanifia.
- Barrage de Ouizert.
- Barrage de Fergoug.
- Barrage de Chorfa.
- Barrage de Oued Taht.

### I.1.4 : Présentation du périmètre d'irrigation

Le périmètre d'irrigation est situé dans la wilaya de Mascara à 50 kilomètres à l'Est d'Oran. Il est limité, au sud par la plaine de Macta au Nord par le piémont des collines de Moulay Ismail, à l'Ouest par l'oued Tankhara et à l'Est par l'oued Khrouf.

La zone de projet est bien desservie par l'infrastructure routière par 06 routes RN 4 Oran - Alger RN6 Sig - Mascara RN17 Mascara – Mohamadia – Mostaganem. RN 17 A Mohamadia- RN 11 Macta- !!!!et RN 97 Sig- Arzew.

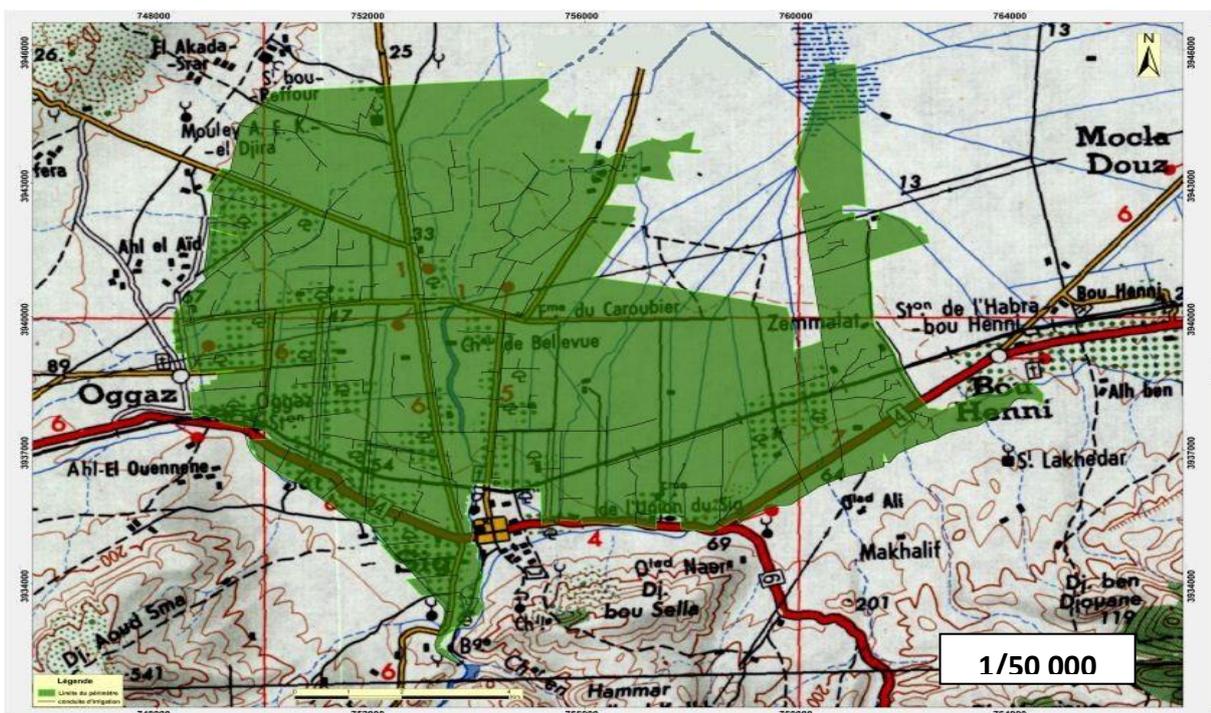


Fig I.2 : périmètre de Sig

**I.1.5 : Géomorphologie :**

Le périmètre de Sig comprend deux dépression : celle de la ferme de la prospérité qui reçoit les eaux des oueds Ogaz et Tankhrara à l'ouest, et celle de la ferme de l'union agricole qui constitue l'exutoire de l'oued de Sig et de nombreux cours d'eau secondaires.

## I.2 Etude climatologique

### Introduction :

L'analyse des conditions climatiques est nécessaire dans l'élaboration d'une étude d'irrigation. La connaissance des différents paramètres climatiques est en effet un des facteurs essentiels qui conditionnent la production végétale et qui est nécessaire pour évaluer le potentiel agricole de la région.

L'objectif est d'analyser les données climatiques observées et mesurées afin d'évaluer les besoins en eaux des cultures pratiquées et de dimensionner correctement les réseaux hydrauliques.

### I.2.1 Présentation de la station météorologique :

Pour l'exploitation des données climatiques, il est nécessaire de se référer à la station la plus proche du site d'étude. Nous avons exploité les données de la station climatologique d'Oggaz, gérée par l'office National météorologique. Les caractéristiques de la station sont données comme suit :

**Tableau I.1** : Situation de la station météorologique d'Oggaz.

Station pluviométrique	Code de la station	Coordonnées (Km)		Altitude	Durée d'observation
		x	y		
Oggaz	111604	232.2	255.8	73	30 ans

Source: ANRH Alger

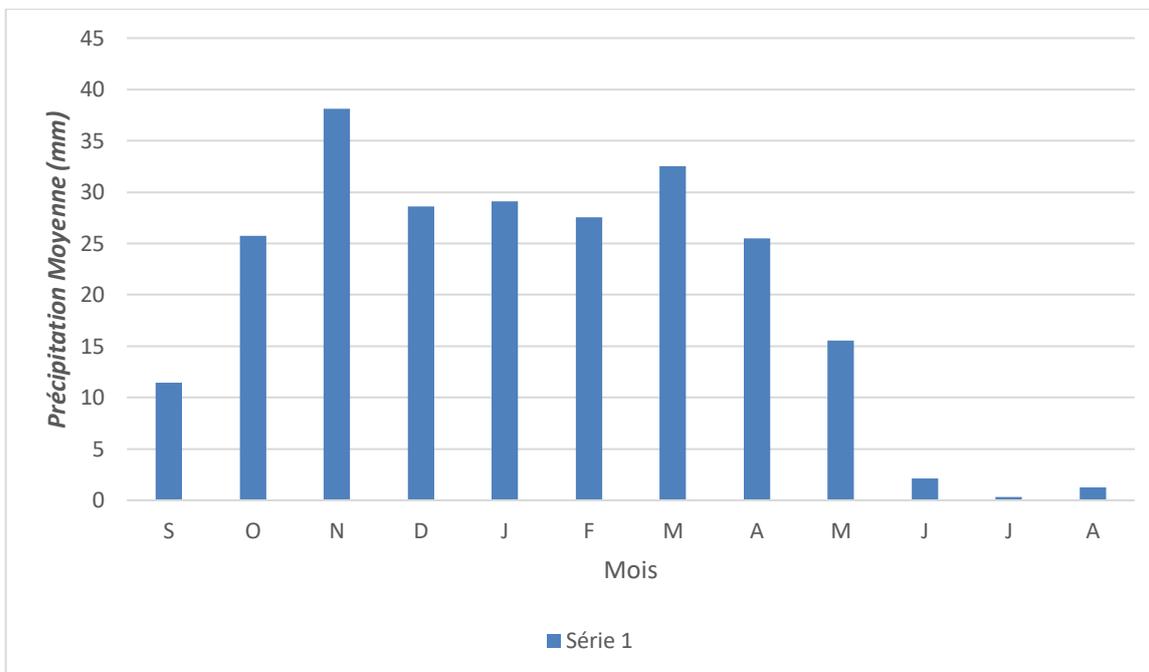
### I.2.2 : Précipitations

Les pluies ont un rôle primordial dans la constitution des réserves d'eau souterraine. Cependant seule une fraction des eaux pluviales arrivant sur le sol permet de recharger les nappes souterraines. Le tableau ci-dessous représente les données de précipitation moyennes mensuelles calculées sur une période de 30ans durant la période 1980 à 2010 :

**Tableau I.2** Précipitations Moyennes Mensuelles (1980-2010).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy annuell
Précipitation Moyenne (mm)	11.48	25.78	38.15	28.58	29.1	27.55	32.53	25.51	15.58	2.11	0.32	1.25	237.94

Source : OMN2012



**Fig I.3** Histogramme de Précipitations Moyennes Mensuelles (mm).

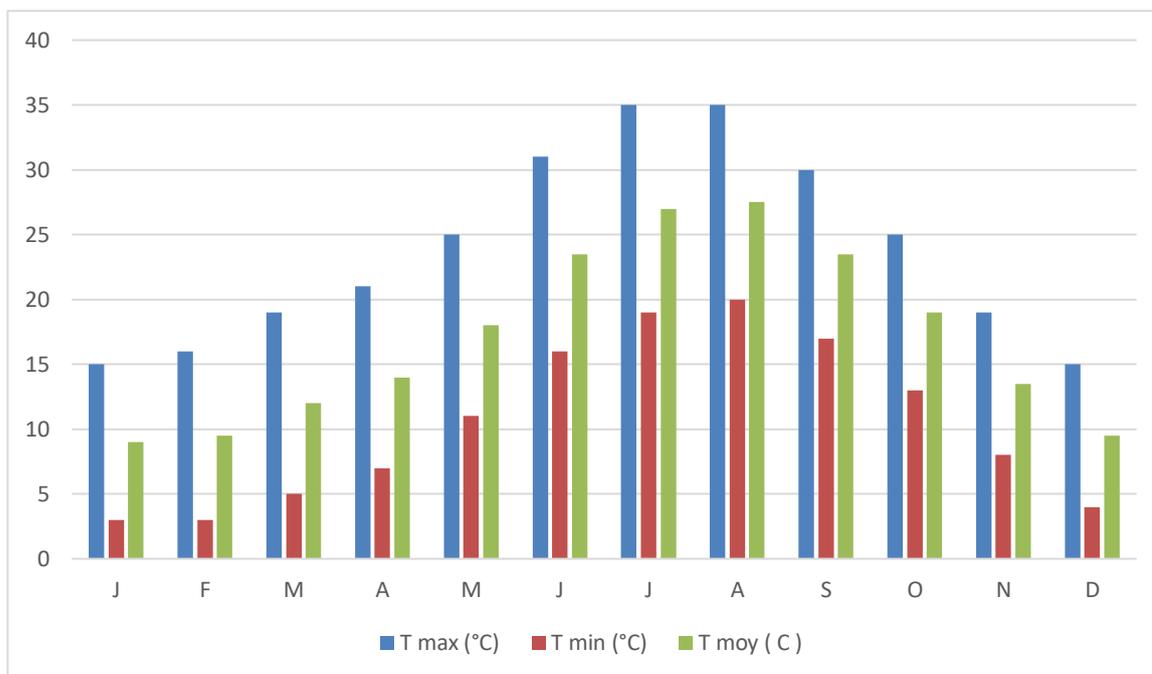
Nous remarquons que la répartition des Précipitations est irrégulière, la quantité maximale est observée au mois de novembre, elle est de l'ordre de 38.15 mm par contre au mois de juillet, elle est presque nulle.

### I.2.3 : Températures

Notre région d'étude est caractérisée par un climat semi-aride où la température joue un rôle très important par son influence sur les autres paramètres météorologiques tels que l'évaporation et le taux de l'humidité de l'atmosphère.

**Tableau I.3:** Températures moyennes mensuelles (1980-2010)

Mois	T°C	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy. Annuelle
T(°C)	Max	15	16	19	21	25	31	35	35	30	25	19	15	23.83
	Min	3	3	5	7	11	16	19	20	17	13	8	4	10.5
	T° moy	9	9.5	12	14	18	23.5	27	27.5	23.5	19	13.5	9.5	17.17



**Fig I.4 :** Histogramme de Températures Moyennes Mensuelles (°C)

La température maximale moyenne est observée au mois de juillet et qui égale à 35 °C.

La température minimale moyenne est observée au mois de Janvier et qui égale à 3 °C.

## I.2.4 : Autres paramètres climatiques

### I.2.4.1 : Humidité relative

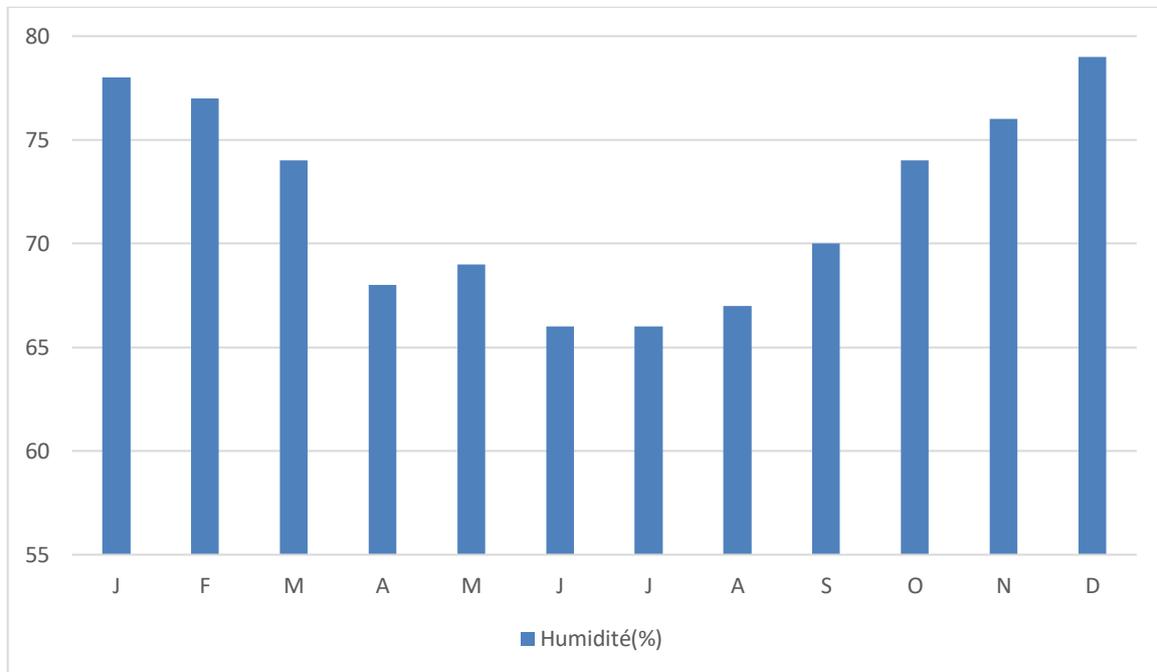
L'humidité relative de l'air est un élément de cycle hydrologique qui contrôle l'évaporation du sol et la couverture végétale.

Les résultats d'observation sont représentés dans le **Tableau I.4**

**Tableau I.4** Humidité relative de l'air (%) en année.

mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Annuelle
Humidité(%)	78	77	74	68	69	66	66	67	70	74	76	79	72

Source : OMN2012



**Fig I.5:** Histogramme d'Humidité relative de l'air (%)

**I.2.4.2 : Vents**

Le vent est un autre facteur climatique important dans la caractérisation du climat

Les résultats des moyennes mensuelles de la vitesse du vent sont présentés dans le tableau suivant:

**Tableau I.5** Vitesse moyenne et Maxi des vents (m/s).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc.	Moy
Vent (m/s)	2.8	2.8	3.1	4.1	3.9	4	3.8	3.5	3.4	2.7	2.8	2.6	3.3

Source : OMN 2012

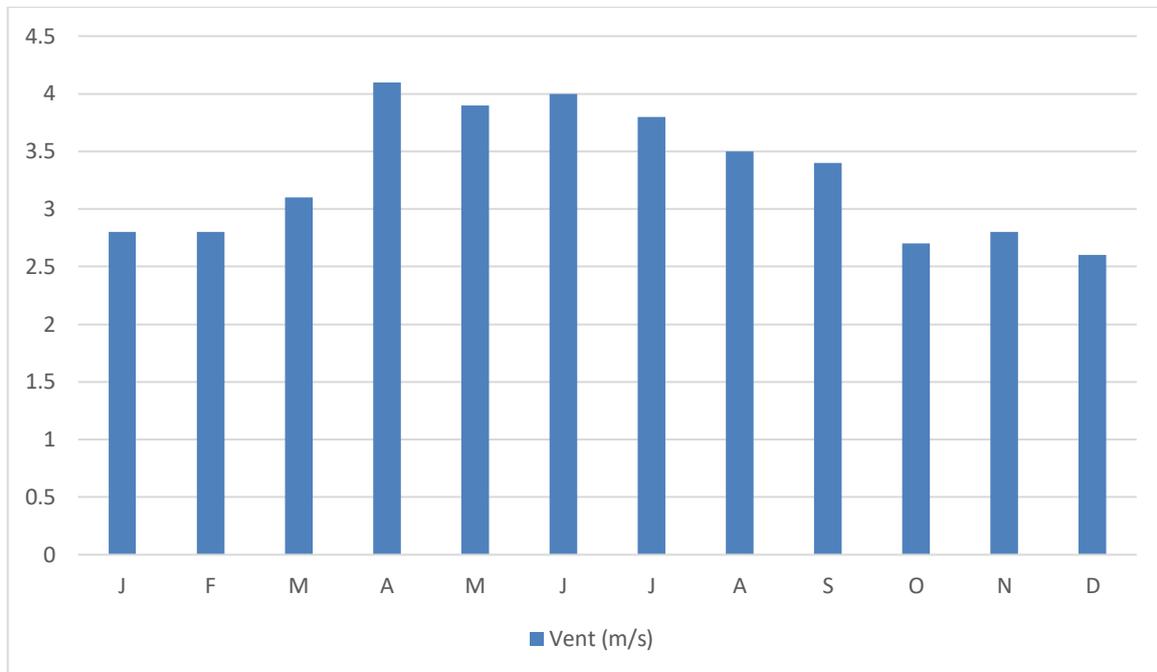


Fig 1.6 Histogramme Vitesse moyenne des vents (m/s).

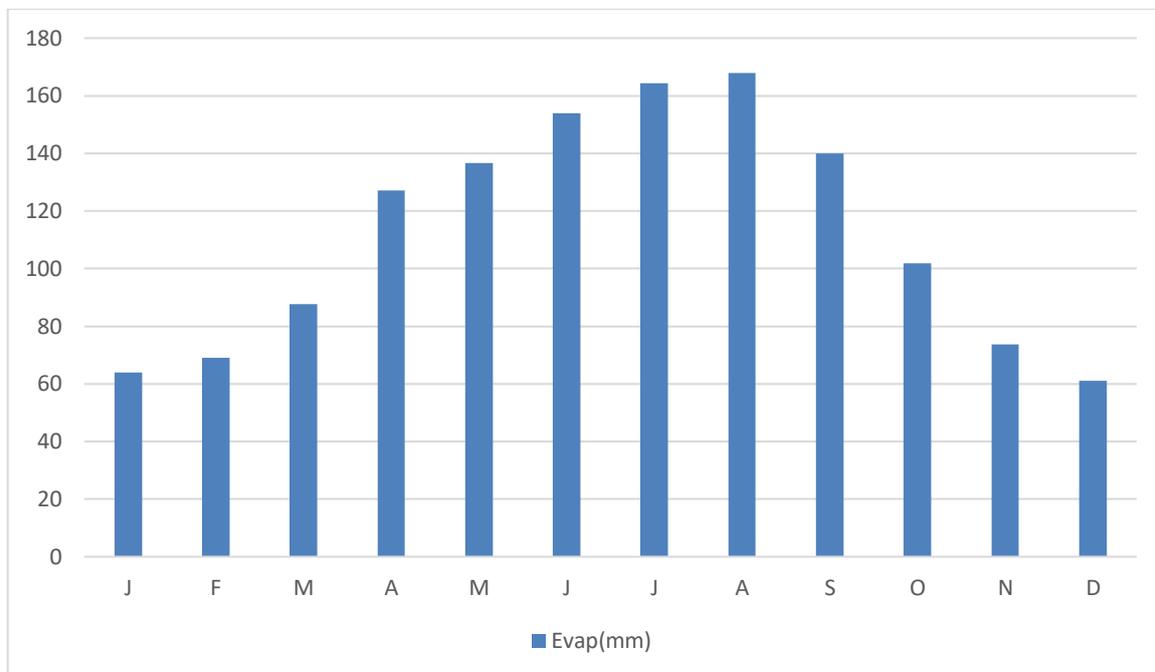
**I.2.4.3 : L'évaporation**

Les valeurs de l'évaporation moyennes mensuelles et annuelle des plan d'eau dans la région d'étude sont estimées à partir des données d'observation du bac Colorado au niveau du barrage de Sig (le barrage le plus proche des plaine de Sig

La distribution moyenne mensuelle de l'évaporation est donnée dans le tableau ci-dessous.

**Tableau 1.6** L'évaporation moyenne mensuelle.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Evap. Annuelle
Evap(mm)	63.9	69.0	87.6	127.1	136.7	154	164.4	168	139.9	101.9	73.7	61.1	1347



**Fig 1.7** Histogramme de l'évaporation mensuelle (mm)

On remarque d'après la **figure I.7**, que l'évaporation est très intense. Elle est de l'ordre de **1347mm /an**, avec un maximum mensuel de **168.1mm** au mois d'Aout et un minimum de **61.1 mm** au mois de Décembre.

#### I.2.4.4 : Insolation

Insolation signifie la quantité d'énergie solaire reçue, mais aussi peut être synonyme d'ensoleillement, c'est-à-dire la durée d'exposition d'un site au soleil.

Les valeurs moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau **I.7** :

**Tableau I.7** Durée moyenne d'insolation (heures/jour).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Heure/jour	10.1	11	11.9	13.1	14	14.5	14.3	13.5	12.4	11.3	10.3	9.8

Source : OMN2012

**I.2.5 : Indices climatiques**

**I.2.5.1 : Classification du climat selon Indice d'aridité de Martonne**

Il permet de connaître le degré de sécheresse de la région.

$$I_A = \frac{P}{T + 10}$$

Avec  $I_A$  : indice climatique

$P$  : précipitation moyenne annuelle (mm)

$T$  : température moyenne annuelle (°C)

A.N:  $I_A = \frac{297.93}{17.17+10} = 1.39 \quad I_A = \mathbf{10.97}$

**Tableau I.8** Limite des climats d'après l'indice climatique de Martonne

Valeur de $I_A$	Type de climat	Irrigation
$I_A \leq 5$	Désertique	Indispensable
$5 < I_A \leq 10$	Très sec	Indispensable
$10 < I_A \leq 20$	Sec	Souvent indispensable
$20 < I_A \leq 30$	Relativement humide	Parfois utile
$I_A > 30$	Humide	Inutile

Selon l'indice d'aridité calculé et d'après le tableau de classification ci-dessus, nous constatons que la région est soumise à un type de climat sec, par conséquent, l'irrigation mais pour mieux vérifier on utilise le Quotient d'Emberger.

**I.2.5.2 : Quotient pluviométrique d'Emberger**

Le quotient pluviométrique d'Emberger s'exprime par la formule suivante

$$Q = 2000 \frac{P}{M^2 - m^2} \quad \text{Avec :}$$

$P$  : précipitation moyenne annuelle (mm)

$M$  : moyenne des maxima du mois le plus chaud (degrés/Kelvin)

$m$  : moyenne des minima du mois le plus froid (degrés/Kelvin)

L'application numérique donne les résultats suivants : **Pour** :  $P=237.96$  mm .

$$M=35^{\circ}\text{C}=273+35=308\text{Kelvin}$$

$$\text{Et } m = 3.0^{\circ}\text{C} = 273 + 3.0 = 276.0 \text{ Kelvin}$$

$$\text{D' où } Q = 2000 \times \frac{237.93}{308^2 - 276.0^2}$$

$$Q=35.46$$

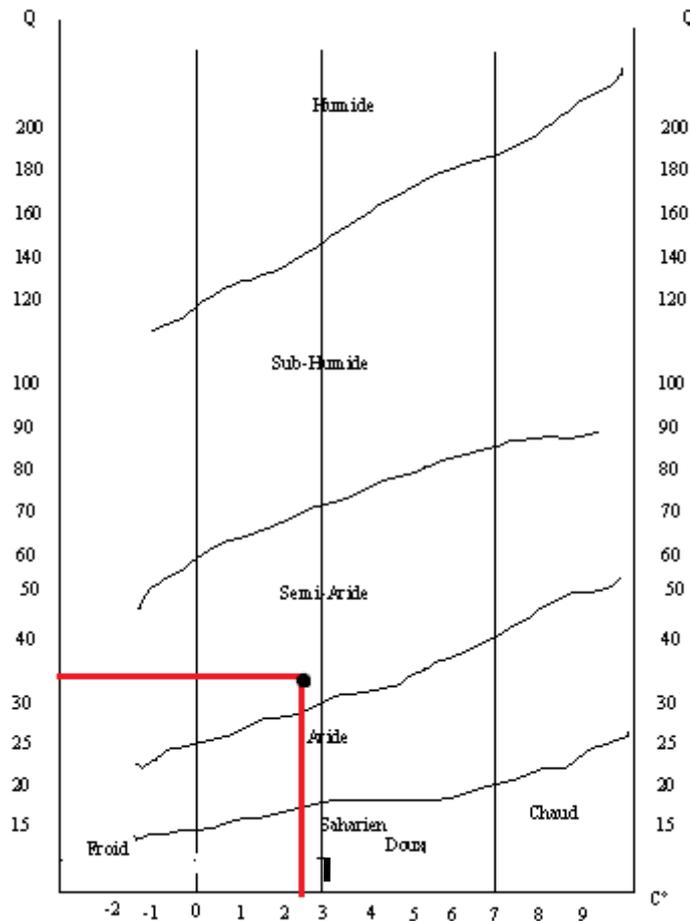


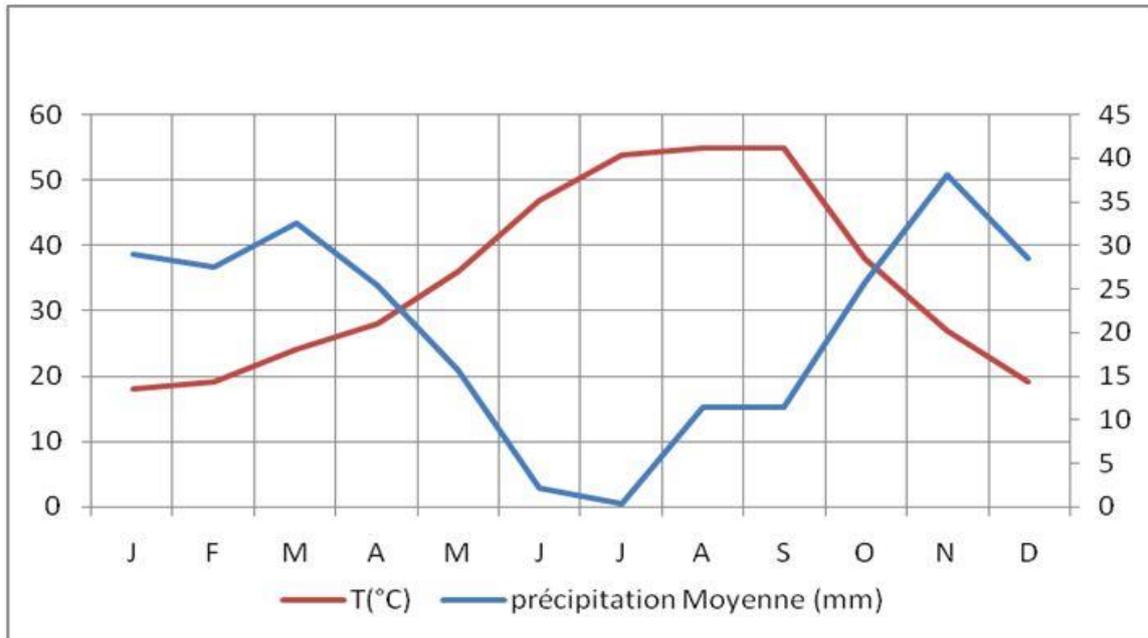
Fig. I.9 Diagramme bioclimatique d'Emberger

D'après le diagramme bioclimatique d'Emberger (Fig I.9), on peut dire que le climat de notre région est un climat semi-aride.

**I.2.5.3 : Classification du climat selon l'indice de Bagnouls et Gaussen**

Dans cet indice, on considère qu'un mois est sec quand le cumul des précipitations exprimées en millimètre est inférieur au double de la température, c'est-à-dire quand le rapport  $P/T < 2$ , ce diagramme Ombro-thermique permet la détermination de la période sèche.

Lorsque la courbe des précipitations passe au-dessous de la courbe des températures, la période qui s'étale entre les points d'interactions des deux courbes correspond à la durée de la période sèche.



**Fig. I.10** Diagramme ombrothermique de Gausson

D'après La figure **I.10**, Nous remarquons que cette période sèche s'étale du mois de mars jusqu'au mois d'octobre .

### **I.3 : Conclusion**

D'après l'analyse des conditions naturelles de la zone d'étude, nous pouvons conclure que :

Le climat de la région est un climat semi-aride et l'irrigation est souvent indispensable.

Notre région est caractérisée par une pluviométrie moyenne annuelle de l'ordre de 237.96 mm/an et une température moyenne annuelle de 17.17 °C.

La période sèche s'étale de la fin de mois de mars jusqu'à la fin du mois d'Octobre.

**Introduction :**

Il faut nécessairement combler le déficit hydrique durant la période sèche mai septembre, par une irrigation. Pour cela, on doit faire l'inventaire des ressources en eau et étudier les possibilités de leur utilisation en agriculture.

Les eaux d'irrigation sont des eaux superficielles à partir de Oued de Sig (Mekerra), Elles doivent être en outre de bonne qualité, surtout peu chargées en sels. Notre périmètre sera irrigué à partir de l'ouvrage de prise existants implanté en rive gauche au pied du barrage Sig (37 Hm<sup>3</sup>) il capte les eau du Oued Sig (Mekerra).

**II.1 Oued de Sig (Mekerra):**

C'est un rivière qui coule du sud vers le nord et traverse les ville de Sidi Bel Abbes, il s'agit d'un nom local de l'ancien fleuve Sig  
Le Sig au cours d'environ 240 Km prend sa source dans les hauts plateau, au sud des montagne de Daia.

Oued Sig est lac du barrage de 4 Km de long apportait la prospérité. Le fleuve se perd dans les marais de la Macta avant de rejoindre la mer à proximité du point de jonction des wilayas d'Oran, Mascara et Mostaganem, de coordonnées :X= 0° 48' 21" OetY= 34° 26' 04" N .

**II.2 : Etude de la qualité de l'eau d'irrigation :**

C'est un élément essentiel dans tout projet agricole. En effet, la qualité de l'eau d'irrigation obéit à une réglementation stricte, ce qui permet de préserver la santé du consommateur et l'environnement de la zone d'exploitation.

**II.3 : Effet sur le fonctionnement du réseau :****II.3.1 : Risque d'obstruction :**

Les éléments susceptible d'obstruer les goutteurs peuvent se trouver en suspension ou en solution dans l'eau .Ils peuvent être de nature physique (sable, limon, argile, débris de végétaux etc.) chimique (calcaire, fer etc.) ou biologique (algues, bactéries, spore etc.).Une analyse prenable est indispensable pour appréciés les risques et de définir les moyens de prévention à mettre en oeuvre pour éviter le colmatage.

### II.3.2 : Risque de salinisation du sol :

La teneur en sel des eaux d'irrigation joue un rôle important vis à vis des effets directe sur des végétaux et des risques de salinisations de sol, certains ions sont utiles, même à des concentrations relativement élevées.

### II.4 : Evaluation de la qualité de l'eau d'irrigation :

La qualité de l'eau d'irrigation dépend des facteurs suivants :

- 1- La concentration totale en sels dissous.
- 2- Le rapport de Sodium par rapport aux autres conditions.
- 3- La présence de Bore et d'autres éléments toxiques.

Les analyses des eaux, d'irrigation de notre périmètre sont faites au laboratoire de l'ANRH Constantine sur un échantillon prélevé au niveau de Oued de Sig

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.1** : Caractéristiques de l'eau d'irrigation à partir d'oued Sig

Teneurs (mg/l)	Ca	Mg	Na	k	Cl	SO4	NO <sub>3</sub>	NO <sub>2</sub>	Conductivité CE (mmohs/cm)	Résidu sec (mg/l)
<b>Valeur Moy</b>	81	61	157	10	233	264	8	0.26	0.2275	1030
<b>Valeur Max</b>	148	98	290	16	392	576	16	0.68	2	1700
<b>Valeur Min</b>	50	48	7		120	144	2	0.06	0.821	698

Source : ENHYD, juillet 2002

#### II.4.1 : Les limites admissibles :

La classification des eaux suivant la qualité chimique a été établie selon le diagramme de classification des eaux d'irrigation, en fonction de deux paramètres, celui de la conductivité électrique CE, et le rapport d'absorption du Sodium SAR.

#### II.4.2 : conductivité électrique :

La conductivité électrique est une propriété associée à la mobilité des ions, elle est mesurée à 25°C et exprimée en mmohs/cm.

On distingue quatre classes de danger de salinité de l'eau en fonction de la conductivité électrique :

**Tableau II.2** : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique.

Classe	Conductivité électrique CE (mmhos/cm) à 25°C	Qualité deseaux
C1	CE ≤ 0,25	Eau de risque faible
C2	0,25 < CE ≤ 0,75	Eau de risque moyen
C3	0,75 < CE ≤ 2,25	Eau de risque élevé
C4	CE > 2,25	Eau de risque très élevé

**Remarque :**

C1 : convient pour toutes les cultures.

C2 : convient pour les plantes moyennement tolérantes.

C3 : ne convient qu'à des sols bien drainés et des plantes tolérantes

C4 : eau difficilement utilisable sur sol bien drainé.

L'eau d'oued du Sig prévue pour l'irrigation du périmètre à étudier a une conductivité électrique moyenne CE = 0.2275mmhos/cm.

**II.4.3 : Le SAR (Sodium Absorption Ration) :**

Si l'eau est riche en Sodium, celui-ci peut se fixer sur le complexe du sol et exercer alors une action défloculante. Pour apprécier le risque alcalin, on compare donc la concentration en ions Na<sup>+</sup> et celle en ions Ca<sup>++</sup> et Mg<sup>++</sup>.

$$SAR = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}}$$

Avec Na, Ca, Mg sont exprimés en meq/l

Quatre classes de risque alcalin ont été définies, en relation avec le risque salin :

Tableau II.3 : Classification des eaux en fonction du S.A.R

Classes	S.A.R.	Risque d'alcalinisation
S1	$SAR \leq 10$	Risque faible
S2	$10 < SAR \leq 18$	Risque moyen
S3	$18 < SAR \leq 26$	Risque élevé
S4	$SAR > 26$	Risque très élevé

Pour classer cette eau et déduire sa qualité chimique, nous allons utiliser le diagramme proposé par le laboratoire de RIVERSIDE modifié pour être utilisable en Algérie, par J.H. Durand

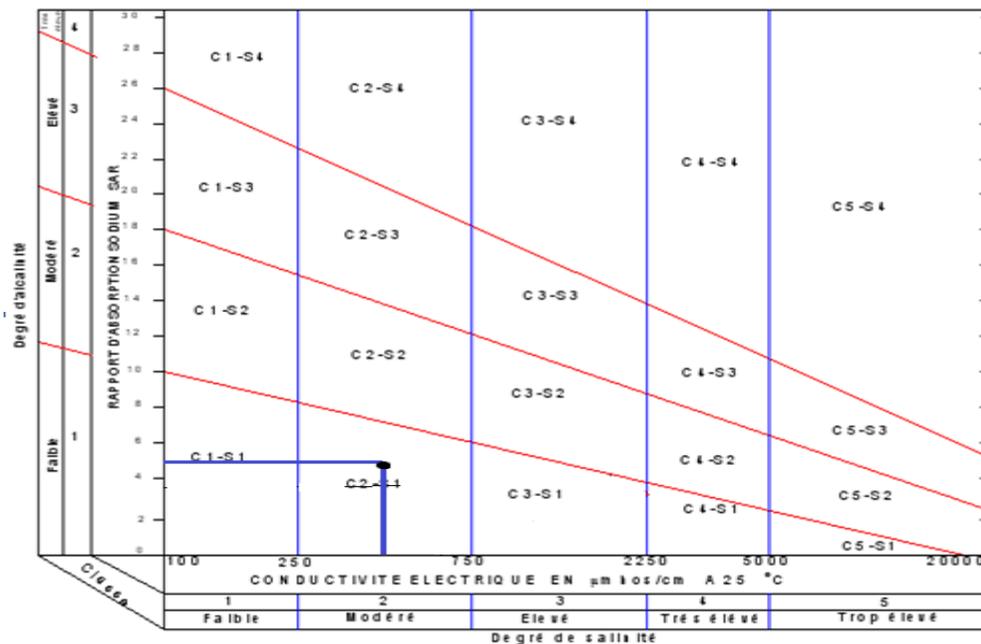


Fig.II.1 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation

En abscisse de ce diagramme, on trouve les valeurs de la conductivité électrique CE en micro mhos/cm, et en ordonnées les valeurs du sodium absorption ration SAR .

La conductivité électrique CE. est mesurée directement avec la conductivité-mètre ramenée à 25°C en micro mmhos/cm .

D'après les le tableau ci-dessus : on prend la valeur la plus élevé

Ce : 0.5 mmohsS/cm

SAR : 4.5

L'eau est et de Classe : C2-S1 donc il ya pas risque d'alcalinisation du sol et l'eau et de bonne qualité pour l'irrigation.

#### **II.4.4 : Température de l'eau :**

Elle dépend de la période de prélèvements. Pour l'ensemble des prélèvements, la température moyenne avoisine 17.2 (°C).

#### **II.4.5 : Le pH :**

L'acidité de l'eau de l'oued a été donc mesurée par le pH, qui est un paramètre déterminant de la qualité de l'eau. Dans notre cas, les valeurs moyennes du pH varient de 7.00 à 8.00, mais qui peuvent légèrement diminuer pour atteindre 7.24 après traitement de l'eau. Nous pouvons

donc considérer, du point de vue acidité, *que l'eau du barrage ou de l'oued !!!!!!!peut* satisfaire à tous les usages.

#### **II.4.6 : Conclusion**

On a constaté l'insuffisance de la ressource en eau actuelle pour cela dans le cadre de ce projet la principale ressource en eau sera celle de oued Sig

D'après les résultats d'analyse chimique, le calcul de la conductivité électrique CE et le rapport d'absorption du sodium SAR de l'eau d'irrigation l'oued, on a constaté qu'avec une conductivité de  $0,25 < CE \leq 0,75$  et un degré d'alcalinité SAR < 10, notre eau ne présente pas un risque de toxicité sur le sol.

## II.5 : Etude Hydrologique

### Introduction :

L'étude hydrologique a pour but de déterminer les caractéristiques des pluies annuelles de fréquences données, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydroagricole, tels que : le calcul des besoins des cultures projetés dans le périmètre, ainsi que le dimensionnement du réseau d'irrigation. La connaissance de ces pluies est nécessaire au dimensionnement du réseau d'irrigation.

### II.5.1 Choix de l'échantillon à analyser :

La station de Meskiana a été prise comme station de référence, les caractéristiques de cette dernière sont résumées dans le Tableau suivant :

**Tableau II.4:** Les caractéristiques de La station d'Oggaz

Station pluviométrique	Code de la station	Coordonnées		Altitude (m)	Période d'observation (1980-2010)
		X(Km)	y(Km)		
Oggaz	111604	232.2	255.8	73	30 ans

Source:????????

Nous disposons d'un échantillon de pluies annuelles qui va de 1980 à 2010, soit donc une durée d'observations de 30 ans. Les observations de pluies annuelles sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau II.5 précipitations moyennes mensuelles (1980-2010)

Station d'Oggaz

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	P Annuelle (mm)
<b>Années</b>	<b>Précipitation</b>												
<b>1980/1981</b>	0	22	11.5	117.7	39.5	45.4	29.5	41.1	7	15.1	0	0	328.8
<b>1981/1982</b>	1.5	4	0	12.5	9	37.5	7	0	42.5	2.5	0	0	116.5
<b>1982/1983</b>	2	103	36.3	58.5	0	36	10	0	0	0	0	0	245.8
<b>1983/1984</b>	0	1	15.9	0	42	5	41	7	0	0	0	0	111.9
<b>1984/1985</b>	3.8	2.3	60.2	25.5	40.7	37.5	9	48.6	72.3	2	0	10.5	312.4
<b>1985/1986</b>	6.2	74.9	20.8	2	2.6	30	114.6	127	15	0	0	0	393.1
<b>1986/1987</b>	75.1	22.7	18	22.1	8.4	13.3	9.5	0	0.5	0	9.9	0	179.5
<b>1987/1988</b>	0	19.1	36.9	28.2	73.8	7	4.5	18.5	17.5	0.5	0	0	206
<b>1988/1989</b>	0	0	22.5	0	19.7	19.1	51	26.5	0.5	0.8	0	2.5	142.6
<b>1989/1990</b>	4.8	0	7.8	12.8	92.3	0	23	50.9	0	0	0	0	191.6
<b>1990/1991</b>	0	12.3	34.2	17.7	44.9	41.9	139.8	0.5	1.6	0	0	0.4	293.3
<b>1991/1992</b>	4.9	13.5	33.1	9	27	16.6	42	2.3	34.7	0	0	0	183.1
<b>1992/1993</b>	0	1.3	26.5	19.9	0	27	36.5	35.4	8.2	1.6	0	0	156.4
<b>1993/1994</b>	3.6	27.7	33.7	4.3	28.2	34.3	32.8	0	0	0	0	0	164.6
<b>1994/1995</b>	17.6	101.4	20.9	12	26.5	29.5	56.2	7.3	7.4	0	0	0	278.8
<b>1995/1996</b>	8.3	9.1	11	60.8	26.9	53.3	19	44.2	6.7	0	0	0	239.3
<b>1996/1997</b>	8.9	1	2.7	5.6	24.4	2.7	0	31.5	1.2	0	0	0	78
<b>1997/1998</b>	55.5	0	33.4	12.1	1	30.8	6.7	12	27.8	0	0	0	179.3

<b>1998/1999</b>	2.2	9.6	28.6	36.8	34.2	20	72.8	0	0	0	0	0	204.2
<b>1999/2000</b>	12.4	7.3	47.2	50.8	0	0	4.6	5.2	31.1	4.1	0	0	162.7
<b>2000/2001</b>	18	57.7	91.4	2.7	26.5	46.3	0	17.6	0	0	0	0	260.2
<b>2001/2002</b>	44.3	21	139.5	24	7.3	7.2	106.7	102.9	25.5	0	0	9	487.4
<b>2002/2003</b>	0	9.5	80.4	7	75.9	50.9	7.9	26.1	6.8	3.5	0	0	268
<b>2003/2004</b>	8.1	34	76.4	40.4	18.8	13.5	19.9	20	60.1	7.6	0	0	298.8
<b>2004/2005</b>	0	29.9	47.3	62.4	11.8	64.2	31.4	17	0	0	0	0	264
<b>2005/2006</b>	9.7	32	75.2	38.1	66.6	35.2	7.8	6	18.4	15.5	0	0	304.5
<b>2006/2007</b>	19	0	4.6	70.2	18.9	30.3	46.6	24.4	14.7	0	0	0	228.7
<b>2007/2008</b>	4.6	89.9	51.5	26.2	15.9	30.6	14.5	6.6	28.4	5.5	0	0	273.7
<b>2008/2009</b>	5.6	59.3	92.5	82.6	66.8	24.6	14	44.5	4.7	0	0	0	394.6
<b>2009/2010</b>	25.5	0	22.5	24	36.5	50	42.4	13.6	12	0	0	16.4	242.9
<b>2010/2011</b>	14.3	33.6	0	0	16	14.3	7.8	54	38.5	6.6	0	0	185.1
<b>Moyennes mensuelles</b>	11.48	25.78	38.15	28.58	29.10	27.55	32.53	25.51	15.58	2.11	0.32	1.25	

### II.5.2 Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique

Le test d'homogénéité consiste à vérifier que K ( $K \geq 2$ ) échantillons (groupes) proviennent de la même population ou que la distribution de la variable d'intérêt est la même dans les K échantillons

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon qui 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  $N_2 > N_1$
- ✓ On constitue par la suite, la série x unions y après avoir classé la série de pluie

d'origine par ordre décroissant .à ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang, touten précisant à quels sous série elle appartient.

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

Avec :  $W_{min} < W_y < W_{max}$

$W_y$ :Somme des rangs des sous séries

$$W_{min} = \left[ \left( \frac{(N_1 + N_2 + 1) * N_1 - 1}{2} \right) - 1.96 \left( \frac{N_1 * N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{0.5} \right]$$

$$W_{max} = [(N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min}]$$

et  $N_2=16$   $N_1=15$

Le tableau suivant détaille le procédé de test d'homogénéité des pluies de notre station :

**Tableau II.6:** Test d'homogénéité de Wilcoxon

Rang	La Série P (mm)	Séries X (mm)	séries-Y (mm)	Décroissant (mm)	Y union X
1	328.8	78	328.8	487.4	x
2	116.5	179.3	116.5	394.6	x
3	245.8	204.2	245.8	393.1	y
4	111.9	162.7	111.9	328.8	y
5	312.4	260.2	312.4	312.4	y
6	393.1	487.4	393.1	304.5	x
7	179.5	268	179.5	298.8	x
8	206	298.8	206	293.3	y

9	142.6	264	142.6	278.8	y
10	191.6	304.5	191.6	273.7	x
11	293.3	228.7	293.3	268	x
12	183.1	273.7	183.1	264	x
13	156.4	394.6	156.4	260.2	x
14	164.6	242.9	164.6	245.8	y
15	278.8	185.1	278.8	242.9	x
16	239.3		239.3	239.3	y
17	78			228.7	x
18	179.3			206	y
19	204.2			204.2	x
20	162.7			191.6	y
21	260.2			185.1	x
22	487.4			183.1	y
23	268			179.5	y
24	298.8			179.3	x
25	264			164.6	y
26	304.5			162.7	X
27	228.7			156.4	Y
28	273.7			142.6	Y
29	394.6			116.5	Y
30	242.9			111.9	Y
31	185.1			78	X
24	328.8			487.4	X
25	116.5			394.6	X

Nous avons :  $189.9 < 281 < 290$

donc  $W_{min} < W_y < W_{max}$

La condition de Wilcoxon est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelles de la station d'Oggaz est homogène.

### II.5.3 Etude de l'échantillon

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

- Loi de Gauss ou loi Normale.
- Loi de Galton ou log- Normale

### II.5.4 : Choix du type de loi

Ces critères de choix sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test d'adéquation. L'allure des points sur du papier à probabilité nous permet 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 à 0,5.

#### II.5.4.1 : Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale

Le procédé de calcul consiste à:

Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant.

Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.

Calculer la fréquence expérimentale (par la formule de Hazen par exemple).

Variable réduite de gauss :  $U = \frac{X - \bar{X}}{\delta}$  .

Calcul des caractéristiques empirique de loi ( $\bar{X}$  ;  $\delta$  ;  $C_v$ ;  $C_{S=0}$ ).

Le coefficient de variation :  $C_v = \frac{\delta}{\bar{X}}$  .

L'équation de la droite de Henry sur papier de probabilité gaussien:

$$X_{P\%} = \bar{X} + \delta * U_{P\%}$$

Avec :  $X_{P\%}$ : précipitation de probabilité P%.

$U_{P\%}$ : variable réduit de Gauss.

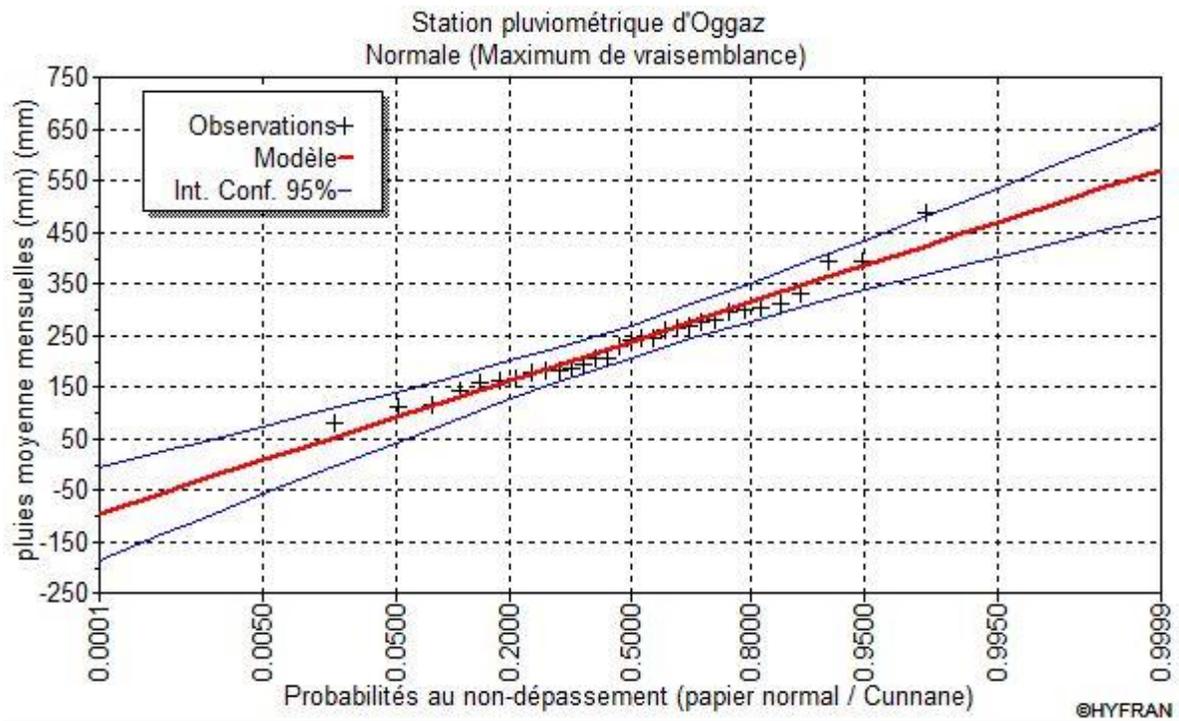
: Moyenne arithmétique.  $\bar{X}$

$\delta$  : Écart type

Pour les calculs on a utilisé le logiciel HYFRAN. Les résultats obtenus figurent au et au Figure III.2

**Tableau II.7:** Ajustement à la loi de Gauss

T	F	P%	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
5	0.8	313	18.8	276 - 350
3	0.6667	276	16.9	243 - 310
2	0.5	238	16.1	206 - 269
1.25	0.2	163	18.8	126 - 199



**Figure II.2:** Ajustement des pluies annuelles à la loi Normale

**II.5.4.2 : Test de validité de l’ajustement à la loi choisie**

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique de l’échantillon, ne représente qu’approximativement l’échantillon étudié, l’erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d’adéquation. Il convient par conséquent de comparer l’adéquation de ces lois afin d’adopter le meilleur ajustement. L’un des tests le plus employé, est le test du Khi carré ( $\chi^2$ ).

Soit un échantillon de N valeurs, classées par ordre croissant ou décroissant à étudier, et pour le quel une loi de répartition F(X) a été déterminée :

On divise cet échantillon en un certain nombre de classes K contenant chacune  $n_i$  valeurs expérimentales. Le nombre  $V_i$  est le nombre théorique de valeurs sur un échantillon de N valeurs affectées à la classe i par la loi de répartition, donnée par la relation suivante :

$$v_i = N \int_{x_{i+1}}^x f(X) dX = N [F(X_i) - F(X_{i+1})]$$

$f(X)$  : étant la densité de probabilité correspondant à la loi théorique. La variable aléatoire  $\chi^2$ , dont la répartition a été étudiée par Pearson, est définie par l'expression suivante :

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

$$\lambda = K - 1 - P$$

Avec :

P : Nombre de paramètres, dont dépend la loi de répartition (P=2).

On cherche dans la table de Pearson la probabilité de dépassement correspondante au nombre de degré de liberté, définie ci-dessus par  $\lambda$

#### II.5.4.3 : Test de Khi carré pour la loi Normale

- ✓ On calcule  $\chi^2$ .
- ✓ On calcule le nombre de degré de liberté  $\gamma$  :
- ✓ On détermine  $\chi^2_{\text{théorique}}$  sur la table de Pearson (voir tableau **II-8** ci après)

Avec :  $\chi^2_{\text{théorique}} = g(\gamma, \alpha)$

La loi est adéquate pour une erreur  $\alpha = 0.05$  si et seulement si :  $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$

**TableauII.8:**table de Pearson ou de Khi 2

$\alpha \backslash \gamma$	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.83	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877

D'après le logiciel HYFRAN on obtenu les résultats suivant:

$$\chi^2_{\text{calculé}}=4.45 \gamma=4$$

D'après la table de Pearson du  $\chi^2$  on a :

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 11.345$$

$$\chi^2_{\text{calculé}}=4.45 < \chi^2_{\text{théorique}}= 11.345$$

Donc l'ajustement est à considère

**II.5.4.4: Ajustement des pluies annuelles à la loi du log-normalel (loi de Galton)**

L’ajustement par la loi log-normale se fait comme suit :

-Les données statistiques des pluies sont rapportées à une autre échelle à savoir l’échelle du log normale.

Nous avons l’équation de la droite de Galton qui s’écrit comme suit :

$$\text{Ln}(X_{p\%}) = \overline{\text{Ln}(\mathbf{X})} + \delta_{\text{Ln}} * U_p$$

Avec:

Ln: symbole de l’opérateur mathématique correspondant au logarithme népérien.

X<sub>p%</sub> : précipitation probable à P%.

$\overline{\text{Ln}(\mathbf{X})}$  : Moyenne arithmétique du log des précipitations observées.

δ<sub>Ln</sub>: la variance, calculée pour les précipitations observées sous l’échelle logarithmique sa formule s’écrit comme suit :

$$\delta_{\text{Ln}} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{i=n} [\text{Ln}(X_i) - \overline{\text{Ln}(\mathbf{X})}]^2} \quad \text{Si } n < 30$$

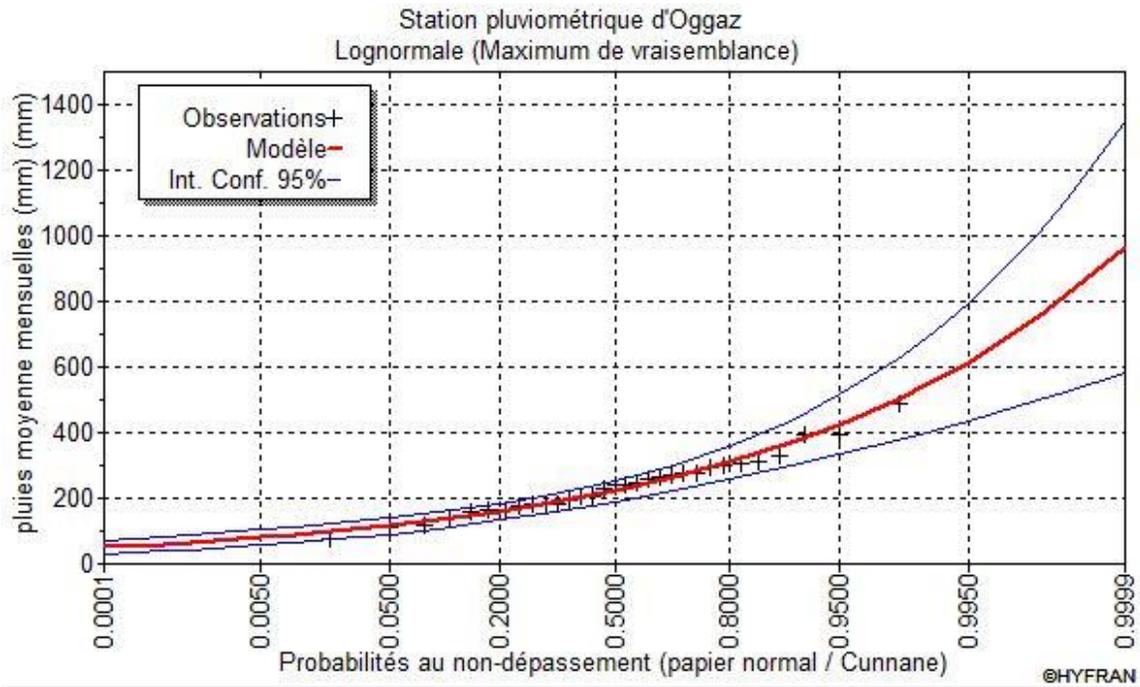
$$\delta_{\text{Ln}} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=n} [\text{Ln}(X_i) - \overline{\text{Ln}(\mathbf{X})}]^2} \quad \text{Si } n \geq 30$$

U<sub>p%</sub>: variable réduite de Gauss.

Pour les calculs on a utilisé le logiciel HYFRAN Les résultats obtenus figurent dans le **Tableau II.9** Et au **Figure II.3**

**Tableaux II.9** Ajustement à la loi log-normale

T	F	P%	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
5	0.8	309	25.7	259 - 359
3	0.6667	263	19.5	224 - 301
2	0.5	221	15.7	191 - 252
1.25	0.2	159	13.2	133 - 185



**Figure II.3:** Ajustement des pluies annuelles à la loi Log-Normale ou GALTON

**II.5.4.5 : Test de validité de l'ajustement à la loi log-normale (loi de Galton)****II.5.4.5 : Test de Khi carré pour la loi de Galton:**

- ✓ On calcule  $\chi^2_{\text{calculé}}$  .
- ✓ On calcule le nombre de degré de liberté  $\gamma$  .
- ✓ On détermine  $\chi^2_{\text{théorique}}$  sur la table de Pearson III.
- ✓ La loi est adéquate pour une erreur  $\alpha = 0.05$  si et seulement si :  $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$  .
- ✓ D'après le logiciel HYFRAN on a obtenu les résultats suivants:
- ✓  $\chi^2_{\text{calculé}} = 7.16$   $\gamma = 4$
- ✓ D'après la table de Pearson du  $\chi^2$  on a :
- ✓  $\chi^2_{\text{théorique}} = 11.345$
- ✓  $\chi^2_{\text{calculé}} = 7.16 < \chi^2_{\text{théorique}} = 11.345$

Donc l'ajustement est à considérer

**Choix de la loi d'ajustement :**

D'après les graphes d'ajustement établis pour les deux lois, nous remarquons que la courbe Modele coupe l'axe des ordonnées (précipitations annuelles) aux points négatifs. Dans ce cas, s'ajuste mieux à la loi log-Normale.

**II.6 : Détermination de l'année de calcul**

Puisque la loi log-normale est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne mensuelle représentative de la région. On déduit les résultats suivants :

$P_{\text{théorique } 80\%} = 159\text{mm}$ .

$P_{\text{théorique } 50\%} = 221\text{ mm}$ .

L'estimation de l'année sèche de fréquence sec 80%; on utilise la formule suivante :

$$P_i, 80\% = P \text{ moy de chaque mois} \times \frac{P_{\text{théorique (80\%) Annuelle}}}{P_{\text{théorique (50\%) Annuelle}}$$

Avec :  $i$  : mois

Les pluies mensuelles servant au calcul et au dimensionnement du réseau de notre périmètre sont présentées comme suit :

**Tableau II.10** : Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
P <sub>i,moy</sub> (mm)	11.48	25.78	38.15	28.58	29.10	27.55	32.53	25.51	15.58	2.11	0.32	1.25
Psec80% (mm)	8.27	18.56	27.47	20.58	20.95	19.84	23.42	18.37	11.22	1.52	0.23	0.90

## II.7 : Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons pu dégager les principales caractéristiques hydrologiques et statistiques de la zone du projet.

En premier lieu, le périmètre d'étude sera alimenté par oued du Sig à partir d'une prise d'eau, ce qui constitue une opportunité de développement hydroagricole

Pour ce qui est de l'analyse statistique des pluies annuelles, on doit noter que le test de Khi carré a montré un ajustement acceptable avec les deux lois (loi de Galton et la loi de Gauss).

Vu la variabilité des pluies annuelles de la station d'Oggaz, la comparaison entre les deux droites d'ajustement a montré une meilleure adéquation de la loi log-normale par rapport à la loinormale. Ce qui nous a conduits à prendre en considération cette loi pour l'estimation des pluies servant au dimensionnement du réseau d'irrigation de Sig

## **Ressources en sol**

### **Introduction**

L'étude pédologique est l'une des sources essentielle pour prendre en compte la nature et la distribution des caractéristiques et des contraintes relevant des sols. Pour l'irrigation, plusieurs caractéristiques doivent être prises en considérations. On peut citer notamment :

- La profondeur du sol qui commande l'épaisseur des couches accessibles aux racines et par suite la réserve en eau disponible ;
- La texture ou granulométrie de la terre fine et la charge caillouteuse qui jouent sur les possibilités de rétention en eau ;
- La structure et la porosité des horizons qui commandent la perméabilité du milieu et, globalement, la plus ou moins grande facilité de conduite des arrosages ;
- Les caractéristiques chimiques (PH, CE.....) qui influent sur l'éventail des possibilités culturales de la zone à irriguer.

La bonne connaissance du sol permet le bon choix des cultures les plus adaptées.

### **II.8 : Les types de sols :**

L'étude pédologique de périmètre d'étude et l'établissement de la carte des sols permettent de distinguer trois classes de sol. Il s'agit des sols peu évolués d'origine non climatique, d'apport alluvial modaux, des sols calcimagnésiques carbonatés brun calcaires à encroûtement et les sols minéraux bruts d'origine non climatique d'apport alluvial modaux.

#### **II.8.1 : Les sols peu évolués d'origine non climatiques d'apport alluvial modaux**

Ces sols occupent la plus grande superficie avec 263.80 ha et s'étendent sur la partie Est du périmètre. Ils sont caractérisés par une bonne profondeur et un manque d'encroûtement dans le profil.

Leur texture est limoneuse à limono-argileux avec des taux d'argile ne dépassant pas 33%. Le taux de calcaire fluctue entre 21 et 34 % avec un calcaire actif compris entre 12 et 14 %.

Leur pH est toujours supérieur à 8.2 sans dépasser 8.8 avec des valeurs basses pour la conductivité électrique (0.3 à 0.8 mmhos/cm). Exceptionnellement, la base du profil PP1 affiche une CE de 2.8 mmhos/cm.

### **II.8.2 : profil pédologique**

Le profil pédologique est la topographie à un instant donné à l'évolution d'un sol, à partir des observations analytiques et en tenant compte de l'environnement.

Notre choix est porté, donc sur la prise d'un échantillon correspondant à des profils pédologiques permettant une meilleure appréhension des caractères physico-chimiques du sol de la zone d'étude.

### **II.9 : Les aptitudes culturales :**

Du point de vue des aptitudes culturales, les sols du périmètre d'étude sont subdivisés en deux classes ; l'une favorable aux cultures maraîchères et l'autre favorable aux cultures céréalières et fourragères.

#### **II.9.1 : La classe des aptitudes M<sub>16</sub>C<sub>10</sub>B<sub>15</sub>**

Cette classe concerne les sols peu évolués. Ses sols supportent bien toutes les cultures maraîchères sans exception.

Il en est de même pour les cultures céréalières et fourragères ainsi que pour les cultures industrielles, par contre, l'arboriculture est à proscrire de ces sols du fait du taux élevé du calcaire actif et de la valeur élevée du pH (>8). Il n'y a que le figuier et l'olivier qui peuvent être tolérés moyennement par ces sols.

Les contraintes à la mise en valeur sont principalement les valeurs élevées du taux de calcaire (actif et total) et du pH (>8).

**II.9.2 : La classe des aptitudes C<sub>10</sub> M<sub>16</sub>B<sub>15</sub>**

Cette classe englobe les sols Calcimagnésique et les sols minéraux bruts, ces sols sont à vocation céréalière et fourragère. Ils peuvent sans problème supporter toutes les cultures de ce type.

Les cultures maraîchères restent bien supportées avec néanmoins une petite restriction pour la carotte et le navet.

Pour les cultures industrielles, le coton et le tournesol sont bien tolérés le tabac et le lin ne le sont que moyennement.

L'arboriculture fruitière reste mal supportée. Il n'y a que le figuier et l'olivier qui peuvent se maintenir dans ces sols avec des aptitudes moyennes.

Les contraintes à la mise en valeur, en plus des fortes valeurs du calcaire et du pH, s'ajoute la forte charge en cailloux dans ces sols.

Tableau II.11 : Les espèces culturales.

N°	Espèces: Arboriculture	N°	Espèces: Cultures maraichères	N°	Espèces: Céréales et fourrages
1	agrumes	1	Artichaut	1	Luzerne
2	Pêcher/Franc	2	Tomate	2	Bersim
3	Pêcher/Amandier	3	Oignon	3	Sorgho
4	Pêcher/Prunier	4	Pomme de terre	4	Mais
5	Abricotier/Franc	5	Carotte	5	Fétuque
6	Abricotier/Prunier	6	Navet	6	Vesce avoine
9	Olivier	7	Chou fleur	7	Ray gras
10	pommier/Franc	8	Chou pommé	8	Blé dur
11	pommier/Doucine	9	Epinard	9	Blé tendre
12	pommier/Pa radja	10	Laitue	10	Orge
13	Poirier/Franc	11	Ail		
14	Poirier/Cognassier	12	Aubergine		
15	Figuier	13	Pastèque		
		14	Melon		
		15	Piment poivron		
		16	Haricot vert		

**Tableau II.12** : Degré d’aptitude culturale.

TYPE DE SOL	cultures	Degré d’aptitude culturale	
		Bon pour	Moyenne pour
les sols minéraux bruts et les sols Calcimagnésiques	Arboriculture:  (B15)		9,15
	Cultures maraichères:  (M16)	1,2,3,4,7,8,9,10,11 12,13,14,15,16,17,18	5,6
	Céréales et fourrages:(C10)	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10	

### II.10 : Conclusion

Le présent chapitre a été consacré à l’étude pédologique dans laquelle nous avons présenté les principales caractéristiques du sol, les unités pédologiques recensées et les contraintes de mise en valeur définies.

L’analyse de la qualité des sols de la zone d’étude montre que L’aptitude des sols reste bonne pour les cultures arboricoles, céréalières et fourragères ainsi que les cultures maraichères.

## **Introduction**

les installation de réseau de Sig sont conçues pour l'irrigation par ruissellement (gravitaire), la distribution de l'eau s'effectue par des canaux a ciel ouvert en béton préfabriqué généralement et surélevé.

L'état des canaux est tellement détérioré que les fortes pertes qui se produisent tout le long du réseau de transport rendent inactifs de nombreux canaux secondaire (réseau de distribution).

### **III.1 Diagnostic du réseau d'irrigation**

L'office national d'irrigation et drainage a hérité des infrastructures hydro-agricole délabrés qui datent des années cinquante, on peut affirmer d'une façon générale que presque la totalité des réseaux de transport et de distribution sont vétustes, détériorés ont dépassé leur limite de vie économique à l'exception de quelques tronçon qui ont été récemment rénovés dans le cadre des travaux de grosse réparation des périmètres irriguée entrepris par ex l'Appui à la gestion intégrée des Déchets.

Touts les canaux préfabriqués ne sont plus en mesure de fonctionner à 50% de leurs caractéristiques hydraulique initiales, la plupart d'entre eux sont cependant utilisées mais avec des pertes d'eaux extrêmement importantes dues aux:

- Fuites locales au niveau des joints, dues soit au vieillissement des joints, soit au déplacement des éléments ou des supports.
- Fuite diffuse qui résultent de vieillissement et de l'effritement du béton (fissuration transversales et longitudinales).
- Débordement engendrées par l'affaissement de certains supports causés par les fuites locales des joints qui entraînent des tassements du terrain au pied des supports.
- Nombreuse détérioration sur les canaux de petit diamètre qui sont extrêmement fragiles, ces détériorations sont généralement dues a des causes volontaires (chocs d'engin agricoles) ou volontaires (destruction par les enfants notamment dans les zone urbaines).
- Equipements hydromécaniques (vannes, modules, ...) sont détériorés ou enlevés.

## III.2 : Les principaux problèmes du périmètre

### III.2.1 : Insuffisance de la ressource en eau

La disponibilité en eau d'irrigation qui s'est réduite progressivement à cause de la partielle destination de cette ressource à d'autres usagers prioritaires: Alimentation en eau de la zone industrielle d'Arzew et de la ville de Mohammedia.

Les faibles dotation accordées au périmètre ne cessent de diminuer depuis 1996, à ce jour le volume moyen accordé au périmètre est de l'ordre de 10 Hm<sup>3</sup> qui couvre qu'une partie des besoins du périmètre. Cette quantité d'eau permet de donner une dose de survie aux cultures pérennes (Agrumes et d'autre arbre fruitiers).

### III.2.2 : Problème d'entretien et de gestion

L'office est confronté à des problèmes d'entretien et de réparation des canaux à ciel ouvert à savoir :

- Formation des dépôts importants de matériaux limoneux-argileux aux endroits du réseau où l'on a une vitesse réduite de l'eau.
- Prolifération de végétation dans les canaux pendant la campagne d'irrigation, qui diminue ainsi de façon considérable la capacité des transports des ouvrages.
- Disparition des grilles de protection amont sur les siphons.
- Les canaux qui traversent les agglomérations urbaines de Sig et d'autres petites agglomérations représentent un danger permanent pour la population, surtout les enfants.
- L'absence quasi totale de l'irrigation sur une longue période de l'année incite les exploitants agricoles riverains aux canaux à détourner l'eau au profit de leurs parcelles.
- Difficulté d'entretien en dehors des campagnes d'irrigation, de nombreux déchets sont déposés dans les canaux, notamment aux traversés des agglomérations.
- Difficulté de surveillance et contrôle en permanence de la totalité du réseau à surface libre.

### **III.2.3 : Efficacité d'application et gaspillage d'eau du système actuel**

L'état des canaux est tellement détérioré que les fortes pertes qui se produisent tout le long du réseau de transport rendent inactifs de nombreux canaux secondaire (réseau de distribution).

Les pertes et la pénurie d'eau causée par la sécheresse, ne permettent pas la satisfaction des besoins globaux des cultures.

Le canal principal ne peut transporter que 51% de sa capacité initiale (état neuf); cette réduction ne peut théoriquement s'appeler une perte d'eau, mais elle est certainement une perte de capacité d'irriguer à laquelle il faut ajouter la détérioration de la partie restante du réseau.

On estime que les pertes d'eau des canaux sont d'environ 35% ;A tout cela il faut ajouter les carences de la distribution à la parcelle(non maîtrise des techniques d'irrigation), la carence spécifique du réseau d'irrigation par ruissellement, qui ont été aggravées par le morcellement des exploitation.

En effet, dans les exploitations d'une certaine taille, comme la ferme-pilote de Sig, il existe une ancienne et solide tradition de l'irrigation, nous avons pu voir l'irrigation des cultures dans les parcelles irriguées avec une technique correcte et des canaux internes réalisés artisanalement en maçonnerie de brique, et parfaitement efficaces.

Par contre, les petits exploitants ayant deux hectares, dans une branche éloignée d'un canal tertiaire, ont des difficultés à manœuvrer la main d'eau de 30 l/s.

En conclusion, il existe des pertes importantes dans le réseau de distribution et qui sont dues à :

- la dégradation des canaux initiaux en béton.
- la nature en terre des canaux, de remplacement, trop souvent enherbés.
- Fissuration du béton.

### **III.2.4 : L'instabilité du foncier :**

Le régime foncier est dans une phase dynamique, actuellement on observe l'éclatement des exploitations agricoles collectives (EAC) en exploitations agricoles individuelles (EAI).

Ceci est du essentiellement à la mauvaise entente et distorsions entre les membres de l'EAC d'où l'aboutissement inégal à la répartition à l'amiable des terres. Trop souvent cette issue, n'arrivent pas à satisfaire les membres et engendre par conséquent un abandon des terres agricoles, sans profit à aucun.

Cette division à la traditionnelle sans l'autorisation des services de la DSA et de l'Office national d'irrigation et de drainage engendre le morcellement des parcelles et entraîne de multiples conflits entre les différents usagers en raison du problème d'accès aux prises d'irrigation, ces prises sont conçues pour irriguer un certain nombre d'hectares donné et avec une certaine quantité d'eau fixée à l'avance (main d'eau) et selon un réseau conçu et adapté aux parcelles de départ indépendamment du nombre des propriétés comprises dans la surface desservie.

Les conséquences de cette situation induisent la détérioration du réseau d'irrigation, la dégradation des terres agricoles par la remontée des sels et le dessèchement des vergers d'oliviers.

### **III.2.5 : Difficulté financière.**

Les principales ressources financières de l'Office national d'irrigation et de drainage sont constituées du produit des redevances d'eau d'irrigation suivant la tarification en vigueur, ainsi que des subventions de l'Etat et des collectivités locales qui sont déterminées selon l'année par le ministère de tutelle.

L'office n'est pas maître ni des quantités d'eau vendues (fonction des disponibilités régularisées), ni des tarifs de vente fixés au niveau central. L'eau est vendue à un prix qui ne couvre qu'une très faible partie de son coût réel, la tarification échappe totalement du cadre de national d'irrigation et de drainage.

L'équilibre budgétaire de l'office national d'irrigation et de drainage ne peut être obtenu qu'au travers des subventions de l'Etat, il n'a bénéficié de cette dernière aucune fois depuis sa date de création (en 2005); d'où sa situation financière actuelle, critique qui ne lui permet plus de remplir sa mission déjà définie dans le cahier des charges.

### **III.3 : Conclusion**

Le mauvais état du réseau du périmètre de Sig exige une réhabilitation du réseau afin de le mettre en bon état du service.

## Introduction

Cette étude a pour objectif d'évaluer les besoins en eau des cultures, et ce sur la base des informations conditionnant la conception de notre projet tels que : les conditions climatiques, les potentialités des sols, la disponibilité de l'eau, la fertilité des sols, les pratiques culturales et les méthodes d'irrigation.

La détermination des besoins en eau pour les cultures est régie par le phénomène d'évapotranspiration et les besoins des cultures pratiquées.

### IV.1 : Besoin en eau du périmètre

Les besoins en eau des cultures, peuvent être définis comme étant la dose apportée aux cultures dans des moments propices, afin de mettre celles-ci dans les meilleures conditions d'humidité requises, pour obtenir son rendement maximal.

L'évaluation des besoins en eau du périmètre est basée sur la détermination des besoins de chaque culture retenue dans le calendrier agronomique. Pour cela on définit

#### IV.1.1 : Evapotranspiration réelle ou de culture (ETR ou ETC)

C'est la valeur réelle de l'évapotranspiration. Le plus souvent, elle est inférieure à un l'évapotranspiration potentielle, puisque le sol n'est pas en permanence à sa capacité de rétention. En plus, elle est considérée variable pendant la période de végétation.

Donc, c'est l'évapotranspiration d'une culture exempte de maladies, poussant dans un champ jouissant de conditions : agronomiques, pédologiques, et climatiques optimales, donnée par l'expression ci-dessous

$$ET_{CLTURE} = K_C * ET_0$$

Avec :

$K_C$  : Représente le coefficient culturale, dépendant du type de la culture et de son stade de développement, et des conditions climatiques qui y règnent.

Dans notre projet, nous nous intéressons surtout à L'évapotranspiration de référence "ET0", car nous voudrions atteindre à tout prix, des rendements agricoles élevés et stables. Pour mieux rationaliser la ressource, nous calculeront l'évapotranspiration de culture "ET culture", après avoir déterminé les coefficients culturaux " $K_C$ ". Les besoins en eau des cultures nets, non négatifs "BEC", sont déterminés par la relation suivant

$$BEC = ET_{culture} - P_{eff}.$$

Dans la quelle :

$BEC$  : Besoins en eau des cultures nets en (mm).

$P_{eff}$  : Pluies efficaces en (mm).

### IV.1.2 : Calcul de l'évapotranspiration potentielle ou de référence

C'est l'évapotranspiration d'une culture bien fournie en eau où le sol est à sa capacité de retentions, autrement dit c'est la limite maximale de l'évapotranspiration

Donc pour mieux prédire l'évapotranspiration, on a introduit une valeur de référence que l'on définit comme étant le taux d'évapotranspiration d'une surface du Gazon vert, ayant une hauteur uniforme de 8 à 15 cm, poussant activement, ombrant complètement le sol et ne manquant pas d'eau.

Les recherches actuelles sur les besoins en eau des cultures agricoles ne sont plus menées dans le seul but d'obtenir des données précises sur chaque plante, mais surtout elles sont s'orientés vers l'établissement de formules universelles. Elles permettent de calculer rationnellement ces besoins, dans n'importe qu'elle région.

Pour cela, il existe plusieurs méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration de référence, les plus utilisées, sont :

- Méthodes des lysimètres.
- Méthodes des stations expérimentales.
- Méthodes directes de l'évaporation.
- Méthodes empiriques.

En ce qui concerne notre projet, le calcul des besoins en eau des cultures est effectué à l'aide du logiciel appelé ; CROPWAT version 8, qui permet au passage, l'évaluation de l'évapotranspiration de référence, selon la méthode empirique la plus appropriée de Mr PENMAN et MONTHEITH modifiée.

#### IV.1.2.1 : Méthode de PENMAN et MONTHEIT modifiée

L'expérience a montré que l'expression obtenue, prédit de près, l'évapotranspiration de référence, non seulement dans des régions humides et fraîches comme en Angleterre, mais aussi dans des zones très chaude et semi-aride.

La formule de **PENMAN et MONTHEITH** modifiée, se présentant comme suite :

$$ET_0 = C * [W * Rn + (1 - W) * F(u) * (ea - ed)]$$

Où:

$ET_0$  : Représente l'évapotranspiration de référence, exprimée en mm/jour.

$W$  : Facteur de pondération rendant compte de l'effet de rayonnement à différentes températures et altitude.

$R_n$  : Rayonnement net en évaporation équivalente, exprimé en mm/jour.

$F(u)$  : Fonction liée au vent.

$ea$  : Tension de vapeur saturante à la température moyenne de l'air, en millibars.

$ed$  : Tension de vapeur réelle moyenne de l'air, exprimée en millibars.

La différence ( $ea - ed$ ) constitue le facteur de correction, afin de compenser les conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

Dans le **Tableau IV.1** nous présentons l'évapotranspiration de référence  $ET_0$ , calculée à l'aide du logiciel **CROPWAT. 8 .0 bêta**, selon la formule de **PENMAN et MONTHEITH** modifiée.

**Tableau IV.1** Les résultats de l' $ET_0$  obtenir à l'aide du logiciel CROPWAT

Mois	Temp min °C	Temp max °C	Humidité relative %	Vent (km/jour)	Insol (heurs)	Radiation (MJ/m <sup>2</sup> j)	ET <sub>0</sub> (mm/mois)
Janvier	3	15	78	241.9	10.1	13.7	62.67
Février	3	16	77	241.9	11	17.4	62.19
Mars	5	19	74	267.8	11.9	22.2	91.83
Avril	7	21	68	354.2	10.1	27.1	112.21
Mai	11	25	69	337.0	10.6	30.1	133.39
Juin	16	31	66	345.6	11.00	31.4	143.45
Juillet	19	35	66	328.3	11.1	30.7	158.54
Aout	20	35	67	302.4	11.00	28.1	165.93
Septembre	17	30	70	293.8	10.5	23.8	139.43
Octobre	13	25	74	233.3	11.3	18.7	86.54
Novembre	8	19	76	241.9	10.3	14.4	65.28
Décembre	4	15	79	224.6	9.8	12.5	57.05
Moyen	10.5	23.83	72	285.1	12.2	22.5	106.54

### IV.1.3 : Occupation des sols et choix des cultures

Avant d'évaluer les besoins en eau des cultures de la zone d'étude, il faut d'abord définir l'occupation et la répartition culturelle dans le périmètre, en tenant compte des différentes contraintes (d'ordre climatique, social, agro-pédologique).

Le choix des cultures à mettre en place doit concilier entre les critères suivant :

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

Pour l'établissement du calendrier cultural adaptable aux diverses conditions du périmètre de Sig, nous avons tenu compte :

- De la vocation agro-alimentaire de la région.
- Du choix des services agricoles de la wilaya qui tendent vers la diversification et l'intensification des cultures pratiquées dans la région.
- D'un aperçu sommaire sur les qualifications de la main d'œuvre actuelle dans la conduite des cultures envisagées.
- Des disponibilités des moyens de production.

Pour notre périmètre le choix des cultures s'est basé comme suit :

#### IV.1.3.1 : La céréaliculture

La superficie cultivée en céréales est de 25% de la surface totale enquêtée et cultivée. Les agriculteurs pratiquent le plus souvent la culture de blé, soit environ 25% de la surface emblavée. Le reste de la superficie est cultivé en orge.

#### IV.1.3.2 : Arboriculture

L'occupation du sol par l'arboriculture de toutes espèces confondues est de 42.5%.

Parmi les espèces fruitières rencontrées nous citons, les palmiers et l'olivier pour les autres espèces. L'irrigation de l'arboriculture dans la zone d'étude est relativement faible.

#### IV.1.3.3 : Maraichère et autre culture

Sur l'ensemble des exploitations enquêtées, 20.5% sont occupées par pomme de terre et la tomate et luzerne pour une superficie totale de 12%. Ces cultures sont pratiquées généralement en plein champ.

**Tableau IV.2** Surfaces occupées par les différentes cultures.

Type des Cultures	Surface occupée (ha)	Surface (en %)
Céréales et fourrage	74	37
Blé	31	15.5
Orge	19	9.5
Luzerne	24	12
Arboriculture	86.7	42.5
Olivier	86.7	42.5
Maraichère	41	20.5
Pomme de terre	26	13
Tomate	15	7.5
surface totale	200	100 %

**Tableau IV.3** Les profondeurs d'enracinements des différentes cultures.

culture	Janv.	Févr.	Mars	Avril	Mai	Juin	juillet	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
Mais				0.10	0.20	0.30	0.40	0.50				
Orge / Blé	0.4	0.5	0.6	0.6	0.7						0.3	0.3
Sorgho					0.20	0.40	0.50	0.60				
Pomme de terre			0.1	0.25	0.35	0.40						
tomate			0.2	0.7	1.0	1.0						
olivier	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Luzerne		0.45	0.5	1.0	1.5	1.5	1.5					

#### IV.2 : Détermination des Besoins en eau des cultures

Les besoins en eau mensuels sont déterminés par le bilan hydrique suivant :

$$B = ETP - (Peff + RFU)$$

Avec :

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

E.T.P : évapotranspiration (mm / jour)

Peff : est la pluie efficace

RFU : Réserve facilement utilisable qui représente l'humidité du sol du mois i-1, on a :

$$RFU = (Hcc - Hpf) Y.Da.Z$$

Avec :

Hcc : humidité à la capacité au champ (On prend Hcc=14%).

Hpf : humidité au point de flétrissement (On prend Hpf=6%). ;

Y : degré de tarissement ;

Da : densité apparente ;

Z : profondeur d'enracinement mm ;

**IV.2.1 : Humidité à la capacité aux champs et de flétrissement**

L’humidité à la capacité au champ et de flétrissement sont deux facteurs important dans la détermination de la Réserve facilement utilisable RFU et par conséquent les besoin d’irrigation les valeurs sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4** Humidité à la capacité au champ et de flétrissement

Texture	Humidités pondérales en % du poids sec			Réserve utile volumétrique en mm
	A la rétention H <sub>CC</sub>	Du flétrissement H <sub>PF</sub>	Disponible (H <sub>CC</sub> - H <sub>PF</sub> )	
Sableuse	9 (6 à 12)	4 (2 à 6)	5 (4 à 6)	85 (70 à 100)
Sablo-limoneuse	14 (10 à 18)	6 (4 à 8)	8 (6 à 10)	120 (90 à 150)
<b>Limoneuse</b>	<b>22 (18 à 26)</b>	<b>10 (8 à 12)</b>	<b>12 (10 à 14)</b>	<b>170 (140 à 190)</b>
Limono-argileuse	27 (25 à 31)	13 (11 à 15)	14 (12 à 16)	190 (170 à 220)
Argilo-limoneuse	31 (27 à 35)	15 (13 à 17)	16 (14 à 18)	210 (180 à 230)
Argileuse	35 (31 à 39)	17 (15 à 19)	18 (16 à 20)	230 (220 à 250)

(Source : Référence bulletin FAO d’irrigation et drainage)

**IV.2.2 : Calcul de la pluie efficace :**

Pour tenir compte des pertes, on introduit la notion de pluie efficace, qui est la pluie réellement utilisée par les plantes. Il est difficile d’évaluer les pluies efficaces sans avoir recours à des mesures effectuées pendant de longues périodes, en différents endroits.

Dans notre étude, nous avons estimé les pluies efficaces par la formule suivante :

$$P_{eff} = P_i, 80\% \times P_P\% \dots \dots \dots (V.5)$$

P<sub>eff</sub> : Pluie annuelle efficace en (mm/mois).

P<sub>P%</sub> : Pluie annuelle de probabilité de dépassement de 80%, en (mm).

Les valeurs la pluie efficace (**P<sub>eff</sub>**) sont regroupées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.5** : Les précipitations efficaces dans les zones d'étude.**Tableau IV.5** Les précipitations efficaces dans les zones de projet

Mois	$P_{\text{sec}80\%}$ Mm	$P_{\text{eff.}}$ Mm
Janvier	8.27	6.62
Février	18.56	14.85
Mars	27.47	21.98
Avril	20.58	16.46
Mai	20.95	16.76
Juin	19.84	15.87
Juillet	23.42	18.74
Aout	18.37	14.70
Septembre	11.22	8.98
Octobre	1.52	1.22
Novembre	0.23	0.18
Décembre	0.90	0.72
Total	171.33	137.06

#### IV.2.3 : Efficience d'irrigation

Les besoins en eau dépendent aussi des pertes dans le système d'apport de l'eau aux plantes, elles sont dues :

- Aux pertes du système d'irrigation à la parcelle.
- Aux pertes dans le système de mobilisation de l'eau et le réseau de transport de l'eau à la parcelle. Donc nous définissons l'efficience de l'irrigation comme étant le rapport entre le besoin d'eau strictement nécessaire à la culture et le volume d'eau à introduire dans le réseau d'irrigation. La formule utilisée pour l'estimation de l'efficience d'un réseau d'irrigation est donnée par l'expression suivante :

$$E_i = E_d \cdot E_t \cdot E_u$$

Avec :

$E_i$ : Efficience d'irrigation en (%)

$E_t$ : Efficience de transport en (%)

$E_d$  : Efficacité de type de distribution en (%)

$E_u$ : Efficacité de l'uniformité de la distribution.

Donc, dans notre cas :  $E_i = 75\%$

Les besoins en en eaux des cultures sont représentés dans les tableaux suivantes :

a) Olivier :

Tableau IV.6 Besoins en eau des Olivier

Mois	P_eff (mm)	ETo(mm)	KC	ETM (mm)	Z (m)	RFU_theo	RFU_reelle	B_irri (mm)	B_brut (mm)
Septembre	8.98	139.43	0.7	97.60	1.2	123.80	0.00	88.62	123.09
Octobre	1.22	86.54	0.65	56.25	1.2	123.80	0.00	55.03	76.43
Novembre	0.18	65.28	0.65	42.43	1.2	123.80	0.00	0.00	0.00
Décembre	0.72	57.05	0.65	37.08	1.2	123.80	0.00	0.00	0.00
Janvier	6.62	62.67	0.65	40.74	1.2	123.80	0.00	0.00	0.00
Février	14.85	62.19	0.65	40.42	1.2	123.80	41.27	0.00	0.00
Mars	21.98	91.83	0.65	59.69	1.2	123.80	41.27	0.00	0.00
Avril	16.46	112.21	0.65	72.94	1.2	123.80	41.27	15.20	21.12
Mai	16.76	133.39	0.75	100.04	1.2	123.80	0.00	83.28	115.67
Juin	15.87	143.45	0.75	107.59	1.2	123.80	0.00	91.72	127.39
Juillet	18.74	158.54	0.75	118.91	1.2	123.80	0.00	100.17	139.12
Août	14.7	165.93	0.75	124.45	1.2	123.80	0.00	109.75	152.43

b) Luzerne :

Tableau IV.7 Besoins en eau des Luzerne

Mois	P_eff (mm)	ETo(mm)	KC	ETM (mm)	Z (m)	RFU_theo	RFU_reelle	B_irri (mm)	B_brut (mm)
Septembre	8.98	139.43	0	0.00	0	0.00	RFU réelle	Besoin net	Besoin
Octobre	1.22	86.54	0	0.00	0	0.00		(mm)	Bruts (mm)
Novembre	0.18	65.28	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Décembre	0.72	57.05	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Janvier	6.62	62.67	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Février	14.85	62.19	0.7	43.53	0.45	4.64	0.00	0.00	0.00
Mars	21.98	91.83	0.7	64.28	0.5	5.16	0.00	0.00	0.00
Avril	16.46	112.21	0.85	95.38	1	10.32	15.48	13.21	18.34
Mai	16.76	133.39	1.2	160.07	1.5	15.48	17.20	25.10	34.87
Juin	15.87	143.45	1.2	172.14	1.5	15.48	34.39	44.53	61.84
Juillet	18.74	158.54	0.7	110.98	1.5	15.48	0.00	143.31	199.05
Août	14.7	165.93	0	0.00	0	0.00	0.00	156.27	217.05

c) Blé :

Tableau IV.8 Besoins en eau de blé

mois	P_eff (mm)	ETo(mm)	KC	ETM (mm)	Z (m)	RFU_theo	RFU_reelle	B_irri (mm)	B_brut (mm)
Septembre	8.98	139.43	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00
Octobre	1.22	86.54	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00
Novembre	0.18	65.28	0.7	45.70	0.3	3.10	0	0.00	0.00
Décembre	0.72	57.05	0.85	48.49	0.3	3.10	0	0.00	0.00
Janvier	6.62	62.67	1	62.67	0.4	4.13	0	56.05	75.83
Février	14.85	62.19	1.05	65.30	0.5	5.16	17.20	33.25	44.99
Mars	21.98	91.83	1.15	105.60	0.6	6.19	20.64	62.99	85.22
Avril	16.46	112.21	1.15	129.04	0.6	6.19	0.00	112.58	152.32
Mai	16.76	133.39	0.2	26.68	0.7	7.22	24.08	0.00	0.00
Juin	15.87	143.45	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00
Juillet	18.74	158.54	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00
Août	14.7	165.93	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00

d) Orge :

Tableau IV.9 Besoins en eau d'Orge

mois	P_eff (mm)	ETo(mm)	KC	ETM (mm)	Z (m)	RFU_theo	RFU_reelle	B_irri (mm)	B_brut (mm)
Septembre	8.98	139.43	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00
Octobre	1.22	86.54	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00
Novembre	0.18	65.28	0.7	45.70	0.3	3.10	0	0.00	0.00
Décembre	0.72	57.05	0.85	48.49	0.3	3.10	0	0.00	0.00
Janvier	6.62	62.67	1	62.67	0.4	4.13	0	56.05	77.85
Février	14.85	62.19	1.05	65.30	0.5	5.16	17.20	33.25	46.19
Mars	21.98	91.83	1.15	105.60	0.6	6.19	20.64	62.99	87.49
Avril	16.46	112.21	1.15	129.04	0.6	6.19	0.00	112.58	156.37
Mai	16.76	133.39	0.2	26.68	0.7	7.22	24.08	0.00	0.00
Juin	15.87	143.45	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00
Juillet	18.74	158.54	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00
Août	14.7	165.93	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00

## e) Pomme de terre :

TableauIV.10 Besoins en eau de Pomme de terre

Mois	P_eff (mm)	ETo(mm)	KC	ETM (mm)	Z (m)	RFU_theo	RFU_reelle	B_irri (mm)	B_brut (mm)
Septembre	8.98	139.43	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Octobre	1.22	86.54	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Novembre	0.18	65.28	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Décembre	0.72	57.05	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Janvier	6.62	62.67	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Février	14.85	62.19	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Mars	21.98	91.83	0.75	68.87	0.1	1.03	3.44	43.45	58.79
Avril	16.46	112.21	1.1	123.43	0.25	2.58	0.00	106.97	144.72
Mai	16.76	133.39	1.2	160.07	0.35	3.61	0.00	143.31	193.89
Juin	15.87	143.45	0.75	107.59	0.4	4.13	0.00	91.72	124.09
Juillet	18.74	158.54	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Août	14.7	165.93	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00

f) Tomate :

Tableau IV.11 Besoins en eau de Tomate

mois	P_eff (mm)	ETo(mm)	KC	ETM (mm)	Z (m)	RFU_theo	RFU_reelle	B_irri (mm)	B_brut (mm)
Septembre	8.98	139.43	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Octobre	1.22	86.54	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Novembre	0.18	65.28	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Décembre	0.72	57.05	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Janvier	6.62	62.67	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Février	14.85	62.19	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Mars	21.98	91.83	0.4	36.73	0.2	2.06	6.88	7.87	10.94
Avril	16.46	112.21	0.7	78.55	0.7	7.22	24.08	38.01	52.80
Mai	16.76	133.39	1.05	140.06	1	10.32	0.00	123.30	171.25
Juin	15.87	143.45	1.05	150.62	1	10.32	0.00	134.75	187.16
Juillet	18.74	158.54	0.6	95.12	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Août	14.7	165.93	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau IV.12 Récapitulatif des besoins bruts totaux des cultures

Mois	Olivier	Blé	Luzerne	Pomme de terre	Tomate	Orge	Total
Septembre	123.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	123.09
Octobre	76.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	76.43
Novembre	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Décembre	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Janvier	0.00	75.83	0.00	0.00	0.00	77.85	153.68
Février	0.00	44.99	18.34	0.00	0.00	46.19	109.52
Mars	0.00	85.22	34.87	58.79	10.94	87.49	277.30
Avril	21.12	152.32	61.84	144.72	52.80	156.37	589.16
Mai	115.67	0.00	199.05	193.89	171.25	0.00	679.86
Juin	127.39	0.00	217.05	124.09	187.16	0.00	655.69
Juillet	139.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	139.12
Aout	152.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	152.43
total	755.26	358.36	531.15	521.49	422.15	367.89	2956.29

D'après le **Tableau IV.12**, les besoins de pointe correspondent au mois d'Avril, soient donc **679.86** mm/mois

#### Calcul des débits spécifiques :

Les débits spécifiques sont définis d'après les besoins en eau de chaque culture, évalués précédemment à partir de la répartition culturale. La dose d'arrosage de la consommation de pointe est donnée sous forme de débit permanent fourni 24 heures sur 24 afin d'assurer les besoins de la consommation mensuelle. Les débits spécifiques sont définis par la formule suivante :

$$Q_s = \frac{B_m}{T \times t \times 3.6 \times K} \quad (\text{l/s/ha}) \quad (\text{V.6})$$

$B_m$  : Besoin mensuel maximum net, exprimé en  $\text{m}^3/\text{ha}$ .

$T$  : Temps d'irrigation par jour égale à 24h.

$t$  : Nombre de jours du mois d'irrigation, exprimée en jour égale à 30 jours.

$K$  : Coefficient d'efficience globale du système d'irrigation  $\approx 0.75$ .

Le débit spécifique calculé est très important, il est de **3.50** l/s/ha, ce débit dépasse les normes (**1.5** l/s/ha), ce qui risque d'aboutir à un surdimensionnement.

Dans ce cas, on a deux méthodes pour estimer le débit spécifique :

- Prendre la moyenne des débits spécifiques de l'ensemble des cultures ;
- Prendre en considération le débit spécifique de la culture la plus exigeante ;

Dans notre cas, la culture la plus exigeante est la luzerne (mois de juin), avec des besoins estimés à **156.37** mm/mois. Le débit spécifique est donc :

$$q_s = 1.02 \text{ l/s/ha}$$

#### IV.2.4 : Evaluation du débit caractéristique

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

$$Q_{car} = q_s \cdot S$$

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

$S$  : la superficie totales à irriguer = 250 ha

$$Q_{car} = q_s \cdot S = 1.02 \cdot 200 = \mathbf{204 \text{ l/s}}$$

**IV.3: Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons abordé en détail les besoins eau des cultures qui représentent la base de tout projet d'irrigation.

Après estimation des volumes nécessaires pour chaque culture, et en fonction des surfaces allouées à chaque culture, nous avons estimé les besoins en eau totaux pour le périmètre qui sont de l'ordre de 592 000 m<sup>3</sup>.

Donc à partir de ces résultats nous pouvons conclure que la capacité de production du Barrage suffit largement à l'alimentation de notre périmètre.

## Introduction

Le réseau collectif de distribution d'eau, est essentiellement constitué par des canalisations enterrées, livrant l'eau sous pression aux différents exploitants, par l'intermédiaire des bornes (prises) d'arrosages.

Le développement de ces réseaux de dessert, par les conduites sous pression, est lié principalement, à la rationalisation de la ressource en eau et particulièrement la généralisation des méthodes d'irrigation modernes à la demande.

C'est dans ce contexte, que notre attention dans ce chapitre s'est accentuer à la mise au point de la méthodologie d'optimisation du réseau de distribution d'irrigation, présentée ci-après

### V.1: Le réseau d'irrigation

Le problème consiste à rechercher des différentes possibilités du tracé du système d'adduction et de distribution de l'eau pour le périmètre de Sig

Le problème se pose en terme de :

Projection d'un réseau d'irrigation assurant la distribution d'eau sous pression aux différents îlots par l'intermédiaire de bornes d'irrigation.

Réalisation d'une conduite d'adduction reliant la retenue collinaire et le périmètre

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, il faudrait connaître :

Les conditions hydrauliques de la desserte caractérisée par le débit délivrée à chaque prise d'irrigation et la pression minimale garantie.

Les conditions d'accès à la prise d'irrigation, spécifiant l'implantation des différentes prises d'irrigation et leur regroupement sur les bornes du réseau.

#### V.1.1 : Choix du tracé

Pour le choix du tracé de la conduite d'adduction sera tenu compte de certain impératif que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;
- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible ;
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression ;
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses ;
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...)

### V.1.2 : Choix de la variante

Notre périmètre sera irriguée gravitairement a partir de l'ouvrage du prise existant implanté en rive gauche au pied du barrage Sig. Il capte les eau du barrage de Sig avant de le diriger vers le périmètre par intermédiaire d'une conduite d'amener.

### V.2 : recherche d'un tracé optimum

Une fois que le plan de bornage est établi, nous procéderons à la liaison, le plus économiquement possible, des différentes bornes et l'origine du réseau. Le tracé escompté est un réseau ramifier (ou palmé) qui conduit à un coût d'investissement optimum.

La détermination du tracé est pragmatique, si nous étions obligé de suivre les limites des parcelles, les chemins les routes et pistes. Dans le cas contraire, de multiples solutions se présentent quant aux manières de réalisation, d'où la recherche de la solution au moindre coût sera adoptée. Pour cela, deux tracés du réseau sont prononcés :

#### V.2.1 : Tracé par proximité

Nous rechercherons tout d'abord, le tracé de longueur minimum, ayant pour sommet les seules bornes du réseau.

On peut utiliser à cette fin une adaptation pratique d'un algorithme classique de la théorie des graphes, l'algorithme de Mr Kruskal. Applons arrêtes les segments de droites joignant deux sommets et cycle tout tracé se refermant sur lui-même.

L'algorithme proposé est le suivant ;

### V.3 : La méthodologie de dimensionnement

Pour objectif la détermination des diamètres des conduites des dessert, ce traitement a été basé sur les éléments et les hypothèses suivants :

- Le Tracé du réseau (longueur de chaque tronçon.)
- Le Débit à transiter pour chaque tronçon.
- La surface des ilots desservis par le tronçon.
- Les pertes de charges totales dans le tronçon.
- Les Conditions aux limites aval, La charge minimum à assurer aux bornes .
- Les Conditions à la limite amont, la côte charge disponible à l'entrée du réseau.
- les côtes de terrain naturel des bornes.

### V.3.1 : Découpage des ilots d'irrigation

L'îlot d'irrigation est par définition la plus petite entité hydraulique desservie par une borne d'irrigation.

Pour éviter toute tension entre agriculteurs les limites des ilots d'irrigation sont celles des exploitations ou des parcelles et à défaut les limites facilement maîtrisables sur le terrain.

Le projet est conçu pour que la majorité des agriculteurs puissent disposer d'une prise d'eau autonome et d'une pression suffisante pour la pratique de l'aspersion ou le goutte à goutte.

Le découpage des ilots sera basé sur le parcellaire existant ; tel qu'il a été établi par l'étude foncière qui est comme suite :

- La délimitation du périmètre qui est de 200 ha de surface
- La structure foncière du périmètre est représentée par le secteur privé et comprend plusieurs propriétaires identifiés

### V.3.2 : Calcul des débits des ilots

Le but est de définir les débits nécessaires que le système d'irrigation doit véhiculer pour répondre à la demande en eau des cultures.

Le débit spécifique est défini d'après les besoins en eau de chaque culture, évalués précédemment à partir de la répartition culturale.

### V.3.3 : Calcul du débit aux bornes

Le débit de chaque borne pouvant desservir un îlot est formulé comme suit :

$$Q_b = q_s \cdot S$$

$Q_b$  = Débit caractéristique de chaque îlot (l/s)

$q_s$  = Débit spécifique moyen (l/s/ha)

$S$  = Superficie de l'îlot (ha)

Les résultats du calcul du débit de chaque îlot sont présentés dans le (Tableau V.2)

### V.3.4 : Choix du type de borne

Le choix de la Borne dépend de la surface :

- Pour les surfaces  $S \leq 10ha$  on prend la Borne à deux prises
- Pour les surfaces  $S \geq 15ha$  on prend la Borne à quatre prises

Le calcul des débits des prises et des bornes sont présentés dans le tableau V.2 :

Tableau V.1 : Débit caractéristique de chaque îlot (bornes) d'irrigation

N° de la bornes d'irrigation	Superficie des îlot (ha)	N° de la parcelle	superficie de la parcelle (ha)	débit de la prise (l/s)	débit brut de la borne (l/s)
1	14	1	14	14.28	14.28
2	20	2a	8	8.16	20.4
		2b	12	12.24	
3	15	3	15	15.3	15.3
4	13	4	13	13.26	13.26
5	30	5a	10	10.2	30.6
		5b	10	10.2	
		5c	10	10.2	
6	13	6	13	13.26	13.26
7	21	7a	10	10.2	21.42
		7b	11	11.22	
8	19	8a	10	10.2	19.38
		8b	9	9.18	
9	31	9a	12	12.24	31.62
		9b	9	9.18	
		9c	10	10.2	
10	24	10a	13	13.26	24.48
		10b	11	11.22	
<b>Total</b>			200	204	204

### V.3.5 : Choix du diamètre de la borne

Les diamètres des bornes en fonction des débits détaillés sont comme suit :

Tableau V.2 Choix de diamètre de la borne.

Débit fourni	Diamètre de la borne
$Q < 8$ l/s	D= 65mm
$8 < Q < 20$ l/s	D= 100mm
$20 < Q < 25$ l/s	D= 150mm
$Q > 25$ l/s	D= 200mm

Tableau V.3: Diamètre des borne d'irrigation

N° de la bornes d'irrigation	débit de la prise (l/s)	débit brut de la borne (l/s)	Diametre de la borne (mm)
1	14.28	14.28	100
2	8.16	20.4	100
	12.24		
3	15.3	15.3	100
4	13.26	13.26	100
5	10.2	30.6	200
	10.2		
	10.2		
6	13.26	13.26	100
7	10.2	21.42	150
	11.22		
8	10.2	19.38	100
	9.18		
9	12.24	31.62	200
	9.18		
	10.2		
10	13.26	24.48	150
	11.22		
<b>Totale</b>	204	204	

#### V.4 : Matériaux de construction des canalisations

##### V.4.1 Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché local et leur production en Algérie) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.).

##### V.4.2 : Les matériaux

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC, le PEHD et Béton précontraint.

Nous utiliserons les conduites en PEHD (polychlorure de vinyle non plastifié) pour les conduites dont le diamètre est inférieur ou égal à 400 mm et inférieur à 10 Bars.

**V.4.2.1 : Conduites en fonte**

Présentent plusieurs avantages :

- Bonne résistance aux forces internes ;
- Bonne résistance à la corrosion ;
- Très rigides et solides ;
- L'inconvénient est que les tuyaux en fonte sont très lourds, très chers et ne sont pas disponible sur le marché.

**V.4.2.2 : Conduites en acier**

- Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport et la pose ;
- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement) ;
- Leur inconvénient est la corrosion.

**V.4.2.3 : Conduites en PVC (Polyvinyle de chlorure)**

- Bonne résistance à la corrosion ;
- Disponible sur le marché ;
- Une pose de canalisation facile ;
- Leur inconvénient est le risque de rupture.

**V.4.2.4 : Avantages des canalisations en PEHD**

- Ils supportent des pressions élevées ;
- Une résistance aux contraintes (choc, écrasement, déplacement du terrain);
- Ils peuvent être adaptés à toutes les conditions de service;
- Ils offrent une bonne flexibilité ;
- Disponible sur le marché.

**V.5 : Optimisation des diamètres des canalisations du réseau collectif de distribution**

Ayant déterminé les débits de pointe à transiter. On est amené à calculer les diamètres des canalisations satisfaisant aux conditions techniques et donnant le coût minimum. Pour ce faire, on doit disposer des données suivantes :

- Tracé du réseau, donc longueur de chaque tronçon.
- Débit à transiter pour chaque tronçon.
- Conditions aux limites aval, c à d côtes piézométriques minimum à assurer.
- Condition à la limite amont, côte piézométrique disponible à l'entrée du réseau.
- Vitesse minimum et maximum admises dans les tuyaux.

### V.6 : Optimisation des diamètres des canalisations du réseau collectif de distribution

Ayant déterminé les débits de pointe à transiter. On est amené à calculer les diamètres des canalisations satisfaisant aux conditions techniques et donnant le coût minimum. Pour ce faire, on doit disposer des données suivantes :

- Tracé du réseau, donc longueur de chaque tronçon.
- Débit à transiter pour chaque tronçon.
- Conditions aux limites aval, c à d côtes piézométriques minimum à assurer.
- Condition à la limite amont, côte piézométriques disponible à l'entrée du réseau.
- Vitesse minimum et maximum admises dans les tuyaux

### V.7 : Dimensionnement des canalisations

Le dimensionnement optimal est une des problématiques auxquelles doit résoudre l'ingénieur. Dans un souci technico-économique, les dimensions des conduites doit répondre aux normes hydrauliques :

#### V.7.1 : Vitesse admissible

La vitesse admissible varie entre 0.5 m/s, comme vitesse inférieure, et 2.5 m/s comme vitesse maximum. Dans notre étude, on prend une vitesse dans la conduite égale à 1.25 m/s

#### V.7.2 : Calcul des diamètres

Le calcul des diamètres est réalisé sur la base des débits véhiculés par le tronçon de conduite, et les vitesses. La formule de " LABYE " nous donne une approche du diamètre économique qu'on normalise

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q \times 0.001}{\pi \times V}} \times 1000 \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

- Q** : débit, exprimé en m<sup>3</sup>/s.
- D**: diamètre exprimé en mm
- V** : vitesse économique de l'ordre de 1.25 m/s

#### V.7.3 : Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge unitaires, ont été définies par la formule de Lechapt et Calmon, elle est donnée par l'expression suivante :

$$h_{Pu} = \frac{L \times Q^M}{D^N} \times C \dots\dots\dots (V.3)$$

Avec :  $h_{Pu}$  : perte de charge unitaire en mm/ml

Q : débit en m<sup>3</sup>/s

D : diamètre de la conduite considérée

L, M et N : Paramètres en fonction de la rugosité absolue (Ks) des canalisations

C : coefficient compris une majoration de 10 % pour les pertes de charge singulière

$$J=L \times Q^M/D^N \dots\dots\dots (V.4)$$

**Tableau V.4** Les paramètres de perte de charge

(mm)	L	M	N
0,1	1,2	1,89	5,01
0,5	1,4	1,96	5,19
1	1,6	1,975	5,25

Pour une conduite en fonte ou en PEHD, nous avons la rugosité  $K=0,1\text{mm}$ , avec les paramètres suivants :  $L=1.2$ ,  $M=1.89$ ,  $N= 5.19$ .

Les résultats de calculs sont donnés dans le **Tableau V.5:**

Tableau V.5 : Calculs hydrauliques du réseau de distribution

N° du tronçon	L <sub>tronçon</sub> (m)	L <sub>tronçon</sub> (Km)	Débit Q (l/s)	Débit Q (m <sup>3</sup> /s)	D <sub>normal</sub> isé (mm)	Vitesse réelle (m/s)	PDC Totale ΔHt (m)	Ct aval Z (m)	Cp (m)	Pression au point P(m)
Res-N1	582	0.58	204.00	0.20	500	1.04	1.16	177.3	199.90	26.16
N1-B1	103	0.10	189.72	0.19	450	1.19	0.31	181.7	196.25	35.82
N1-N2	291	0.29	189.70	0.19	450	1.19	0.87	173.4	200.75	29.58
N2-B3	247	0.25	174.41	0.17	450	1.10	0.63	176.5	201.63	39.60
N2-N3	49	0.05	174.40	0.17	400	1.39	0.23	171.5	196.53	42.34
N3-B2	229	0.23	154.01	0.15	400	1.23	0.85	170.1	197.75	46.89
N3-N4	127	0.13	154.00	0.15	400	1.23	0.47	167.4	192.02	51.03
N4-B4	268	0.27	140.74	0.14	355	1.42	1.56	166	193.26	54.64
N4-N5	172	0.17	140.71	0.14	355	1.42	1.00	162.1	189.09	62.89
N5-B5	301	0.30	110.11	0.11	355	1.11	1.10	162.5	184.37	56.34
N5-B6	262	0.26	96.85	0.10	315	1.24	1.40	158	185.05	29.86
N5-N6	309	0.31	96.84	0.10	300	1.37	2.13	154.2	183.28	32.69
N6-B7	317	0.32	75.42	0.08	280	1.22	1.95	152.6	179.21	34.44
N6-N7	142	0.14	75.419	0.08	250	1.54	1.57	149.8	176.87	38.21
N7-B8	288	0.29	56.04	0.06	250	1.14	1.82	148.1	173.70	42.81
N7-N8	263	0.26	56.03	0.06	225	1.41	2.87	143.7	173.09	49.65
N8-B9	247	0.25	31.62	0.03	200	1.01	1.69	138	170.14	53.11
N8-B10	276	0.28	24.42	0.02	160	1.21	3.68	143.5	166.27	58.19

**V.8 : Dimensionnement du bête d'eau**

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 :

$$V = Q \times T$$

Avec :

V : volume de la bête.

Q : Débit caractéristique

T : Temps de remplissage du réservoir : 2 H

**V.9 : Débit caractéristique**

$$Q_{\text{caractéristique}} = Q_{\text{sp}} \times \text{surface}$$

Surface totale = 200 ha

Q caractéristique = 1.02 l/s

Donc :

$$V = 204 \times 0.001 \times 2 \times 3600 = 1468.8 \text{ m}^3$$

On prend  $V = 1500 \text{ m}^3$

$$V = S \times H$$

S : section de réservoir :  $S = a \times b$

a : La longueur de réservoir

b : La largeur de réservoir

H : La hauteur de réservoir : 5 m

$$\text{Donc } S = 324 \text{ m}^2$$

$a = b = 18 \text{ m}$  (on suppose que le réservoir soit carré).



## Introduction

Dans ce chapitre, nous établissons un calcul hydraulique du réseau d'irrigation avec le goutte à goutte afin d'obtenir des mesures acceptables, et un dimensionnement plus économique sans oublier les conditions hydrauliques.

### VI.1 Définition

En irrigation localisée, l'eau est transportée le long des rangs de culture et distribuée au voisinage des plantes, l'eau provient aux cultures au moyen de tuyaux munis de goûteurs et s'écoule par ceux-ci sous forme de gouttes avec un débit réglable selon le besoin.

#### 1. Avantage :

- ✓ Economie d'eau
- ✓ Réduction des adventices (mauvaises herbes)
- ✓ Contrôle de la fertilisation.
- ✓ Possibilité d'automatiser.
- ✓ Meilleure tolérance des cultures aux eaux salées.
- ✓ Faibles main-d'œuvre.
- ✓ Raccourcissement du cycle végétatif de la culture.

#### 2. Inconvénients :

- ✓ Coût globalement élevé qui fait réserver cette technique aux cultures à forte valeur ajoutée.
- ✓ Exige un haut degré de compétence à tous les niveaux : études préliminaires agro-pédologique, conception de l'installation, conduite des arrosages par l'irrigant.
- ✓ Nécessite une maintenance rigoureuse, en raison des risques liés à une éventuelle interruption des arrosages.
- ✓ Nécessite la filtration de l'eau d'irrigation.
- ✓ Fonctionne avec du matériel délicat à durée de vie relativement faible.

## **VI.2 : Composition d'une installation de goutte à goutte**

Chaque parcelle doit être équipée d'un réseau composé d'une unité de tête qui est l'élément essentiel de tout réseau d'irrigation localisée. L'installation de l'unité de tête a pour but de fournir de l'eau propre, éventuellement enrichie et traitée chimiquement, sous une pression régulée, et de la distribuer successivement vers tous les secteurs à irriguer.

L'unité est mise en tête du bassin d'accumulation destiné au stockage, l'unité de tête comporte les appareils suivants :

- ❖ Filtre à sable
- ❖ Filtre à tamis
- ❖ Régulateur de pression
- ❖ Les goutteurs
- ❖ Injecteur d'engrais
- ❖ Conduites principales enterrées
- ❖ Porte- rampes d'arrosage
- ❖ Rampe
- ❖ Les distributeurs

### **VI.2.1 : Filtre à sable**

Le filtre à sable est une cuve à pression remplie d'une épaisse couche de sable calibrée qui arrête les éléments solides en suspension dans l'eau qui la traverse.

### **VI.2.2 : Filtre a tamis**

C'est une cuve à pression contenant une paroi filtrante au tamis en plastique ou en acier inox, les particules de dimension supérieures à cette maille sont arrêtées par le tamis.

Chaque filtre doit être muni de manomètres à l'amont et à l'aval de façon à pouvoir juger du moment où il doit être nettoyé, lequel correspond à une perte de charge jugée maximale pour sa traversée.

### **VI.2.3 : Régulateur de pression**

Il permet de contrôler la pression en tête et la conduite principale.

## **VI.2.4 : Les goutteurs**

Les goutteurs apportent l'eau à la surface du sol de manière ponctuelle.

Le rôle des goutteurs est de fournir un faible débit (quelques litres par heure). La pression de l'eau est dissipée dans le goutteur puis l'eau est évacuée à l'extérieur à pression nulle.

Débit: Les goutteurs ont un faible débit compris entre 01 et 08 l/h sous une pression de 01 bar (charge de 10 m de colonne d'eau), la plus fréquemment utilisée.

### **VI.2.4.1 : Classification des goutteurs**

Les goutteurs peuvent être classés selon le type de fonctionnement ou bien le mode de fixation sur la rampe.

#### **VI.2.4.1.1 : Type de fonctionnement hydraulique**

On distingue les goutteurs à circuit long et à circuit court.

##### Les goutteurs à circuit long

L'eau suit un cheminement de grande longueur (0,1 à 1m), qui provoque la dissipation de la pression sous forme de perte de charge.

##### Les goutteurs à circuit court

L'eau passe par un orifice de section réduite, la pression existante dans la rampe est transformée en vitesse. L'eau sort sous forme d'un jet très fin qui doit être brisé.

Actuellement les goutteurs de ce type sont peu utilisés car ils sont très sensibles à l'obstruction.



Goutteur en ligne

Goutteur réglable

Goutteur simple

**Figure VI.1** Différent types de goutteurs**VI.2.5 : Injecteur d'engrais**

Il comporte une vanne montée entre l'entrée et la sortie d'arroseur qui permet de dévier une partie de la pression du réseau dans la cuve et d'agir sur la solution fertilisante.

Ainsi, la solution est aspirée par la crépine située dans la cuve.

**VI.2.6 : La conduite principale**

C'est la conduite qui relie au point de fourniture d'eau les divers porte-rampes. Elle peut être en amiante ciment, en PVC rigide ou en acier galvanisé comme en irrigation par aspersion. Pour les petites installations, du polyéthylène haute densité peut également être utilisé.

**VI.2.7 : Le porte-rampes**

C'est la conduite qui alimente les rampes d'un seul côté ou des deux côtés. Ils peuvent être soit en polyéthylène moyenne densité (PE), soit en chlorure de polyvinyle rigide (PVC).

**VI.2.8 : Les rampes**

Ce sont les conduites qui généralement en PEBD (polyéthylène basse densité), et sont équipés de distributeurs. Les distributeurs y sont fixés avec un espacement prédéterminé.

**VI.2.9 : Les distributeurs**

Les distributeurs constituent la partie essentielle de l'installation. C'est à partir d'eux que l'eau sort, à la pression atmosphérique, en débits faibles et réguliers (quelques l/h). Il existe de nombreux types différents, des ajutages ou des mini diffuseurs dont le débit est un peu plus important (quelques dizaines de l/h).

La classification des goutteurs peut se faire selon :

- Des critères hydrauliques.
- La façon dont le goutteur est fixé sur la rampe.
- Le nombre de sorties dont est muni le goutteur

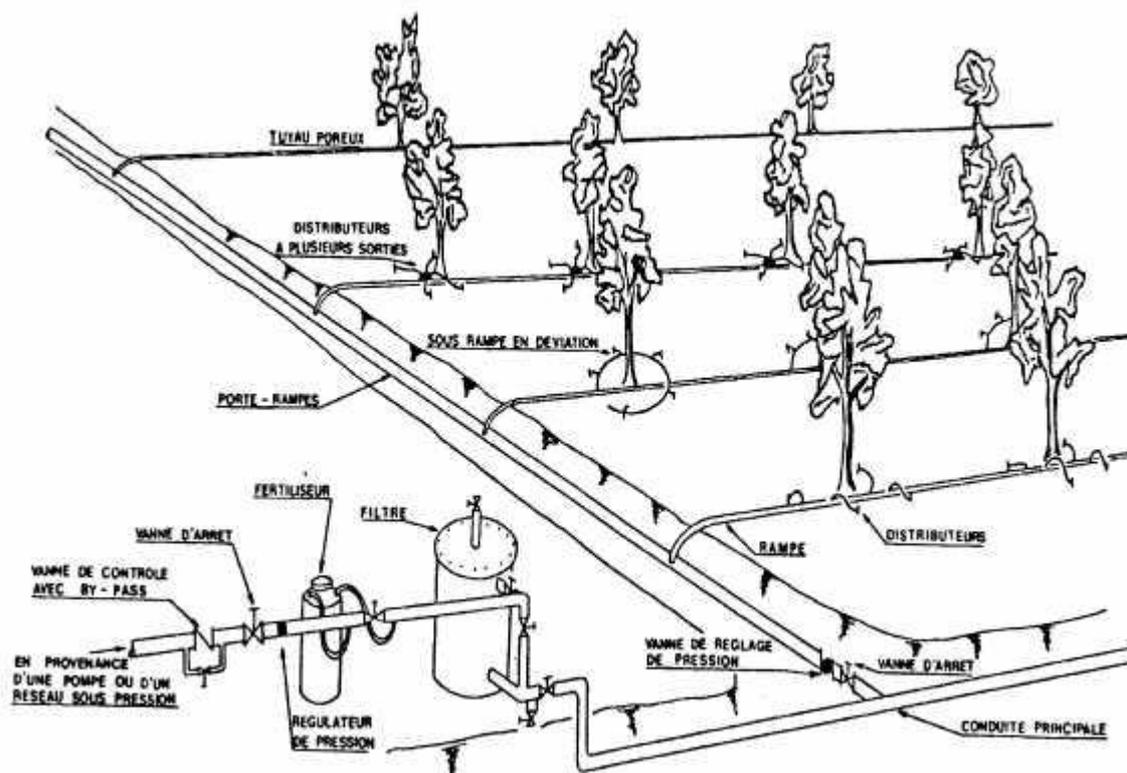


Figure VI.2 Schéma type d'un réseau d'irrigation en goutte à goutte

### VI.3 : Dimensionnement hydraulique d'un réseau de goutte à goutte

#### VI.3.1 : Données générales

Le dimensionnement du réseau d'irrigation localisée nécessite la connaissance de données de base comme la surface de la parcelle, les besoins journaliers et le temps maximum journalier de travail.

Le réseau d'irrigation sera installé sur la parcelle N°2a alimenté par la borne B2 et dont les pressions calculées sont de l'ordre de 2.7bars, ce qui est largement suffisant. La surface de l'exploitation est de 8 hectares,

Culture : **Olivier**

- Espacement entre arbres : 4 m
- Espacements entre rangs : 4 m
- Besoins de pointe 152.43mm

Caractéristique du goutteur :

- Débit nominal : 4l/h
- Pression nominal : 10 m.c.e
- Espacement des goutteurs : 1 m
- Le nombre de goutteurs par arbre : 2

### **VI.3.2 Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée**

➤ Pour l'Olivier

D'après la quantification des besoins, le mois de pointe pour la culture de l'olivier est le mois d'Aout B= 152.43mm.

### **VI.3.3 les besoins journaliers**

En eau d'irrigation localisée pour le pommer sont calculés par les formules suivantes :

$B_j$  = Besoin du mois de pointe (mm).

$$B_j = \frac{\text{besoin du mois de pointe}}{\text{Nombre de jours}}$$

$$B_j = \frac{152.43}{31} = 4.92 \text{ mm/j}$$

### **VI.3.4 Besoin journalier en tenant compte de la réduction $K_r$**

En micro-irrigation, les apports d'eau étant localisés sur une portion très faible de la surface du sol située au voisinage des plantes, donc à l'ombre du feuillage, la part d'évaporation directe à partir du sol est réduite :

On applique alors à L'ETM un coefficient de réduction :  $K_r$

$K_r$  dépend du taux de couverture du sol par les plantes adultes on considère un taux de couverture égale à 60% et peut être calculé par diverses formules proposées ci-après :

- KELLER et KARMELI (1974) :

$$K_r = \frac{C_s}{0.85} = 0.71$$

- La formule de Freeman et Garzoli :

$$K_r = C_s + 0.5(1 - C_s) = 0.8$$

- La formule de Decroix (CTGREF) :

$$K_r = 0.1 + C_s = 0.7$$

On prend la formule de Freeman et Garzoli donc :  $K_r = 0.8$

D'où:

$$B_{JL} = B_j \times K_r B_{JL} = 0,8 \times 4.92 = 3.93 \text{ mm/j}$$

### VI.3.5 La dose d'irrigation nette pratique

Le besoin d'irrigation,  $B_{net}$ , est le volume (ou la hauteur) d'eau d'irrigation théoriquement nécessaire pour obtenir une production normale sur l'ensemble de la surface cultivée (à l'exclusion des pertes et de la contribution des autres ressources).

$$D_p = (H_{cc} - H_{pf}) \cdot D_a \cdot Y \cdot Z \cdot P\% = RFU \cdot P\%$$

Tel que :  $H_{cc}$  : humidité à la capacité au champ ( $H_{cc}=22\%$ )

$H_{pf}$  : humidité au point de flétrissement ( $H_{pf}=9\%$ )

$Y$  : degré d'extraction de l'eau du sol ( $Y=2/3$ )

$Z$  : profondeur d'enracinement en ( $Z= 1200 \text{ mm}$ )

$D_a$  : est la densité apparente du sol ( $D_a=1.4$ )

$RFU = 123.82 \text{ mm}$

$P$  : Pourcentage du sol humidifié

$$P\% = \frac{n \cdot Spd \cdot Sh}{Sa \cdot Sr}$$

P : Volume du sol humidifié

N : Nombre de point de distribution par arbre (2 par arbre)

$S_{pd}$  : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre (2m)

$S_n$  : Largeur de la bande humidifiée (1m)

$S_r$  : Ecartement entre rangs d'arbre (4m)

$S_a$  : espacement des arbres sur les rangs (4m)

✓ On obtient **P = 25%**

La dose nette corrigée

$$D_p = 123.82 \cdot 0.25 = 31 \text{ mm}$$

### VI.3.6 : Fréquence des arrosages

La fréquence d'arrosage est donnée par la formule suivante :

$$Fr = \frac{\text{Dose nette}}{B_{jl}} = \frac{31}{3.93} = 7.9 \text{ jour}$$

Donc on prend  $Fr = 8$  jours.

Après détermination de la fréquence d'arrosage, on recalcule :

- **La dose réelle :**

$$D_r = Fr \cdot B_{jl} = 8 \cdot 3.93 = 31.44 \text{ mm}$$

- **La dose brute :**

$$D_{brute} = \frac{D_r}{Cu \cdot \text{eff}} = \frac{31.44}{0.9 \cdot 0.9} = 38.81 \text{ mm}$$

$Cu$  : coefficient d'uniformité  $Cu=90\%$

$\text{Eff}$  : efficacité du réseau d'irrigation  $E_{ff}=90\%$

### VI.3.6 : Durée d'arrosage par mois

$$\theta = \frac{D_n \cdot S_a \cdot S_r}{n \cdot qg}$$

$$= \frac{38.81 * 4 * 4}{4 * 2} = 77.62 \text{ heures/mois}$$

### VI.3.7 : Durée d'arrosage journalier

$$D_j = \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr}$$

$$= \frac{67.62}{8} = 9.7 \text{ heures/jour}$$

En prend  $D_j = 10$  heures/jour

### VI.3.8 : Nombre de poste

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}}$$

$$= \frac{22}{10} = 2.2$$

On prend:  $N=2$  postes

### VI.4.9 : Surface du poste

$$S_p = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}}$$

$$= \frac{8}{2} = 4 \text{ ha}$$

## VI.4 : Calculs hydrauliques

### VI.4.1 : Condition hydraulique

La variation maximale du débit entre goutteur ne doit pas dépasser 10% selon la règle de Christiansen :

$$\frac{\Delta q}{q} = 10\%$$

La variation maximale de la pression

$q = K.H^x$  avec  $x=0.5$  (caractéristique du gutteur)

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = \frac{\Delta H}{H(n)}$$

Telle que :

$q(g)$  : débit nominal du goutteur

$H(n)$  : pression nominal

$$0.1 = 0.5 \frac{\Delta H(\max.)}{10}$$

$$\Delta H(\max.) = 1/0.5 = 2 \text{ mce.}$$

La valeur de perte de charge singulière est estimée à 10% e la variation maximale de pression

$$P_{dc}(\text{sing}) = 2 * 0.1 = 0.2 \text{ mce} \quad p_{dc}(\text{sing}) = 0.2$$

$$P_{dc}(\text{linéaire}) = 2 - 0.2 = 1.8 \text{ mce} \quad p_{dc}(\text{linéaire}) = 1.8 \text{ mce}$$

La répartition de la perte de charge est :

$$1/3 \text{ sur les porte- rampes } P.d.c(\text{pr}) = 0.6 \text{ m c e}$$

$$2/3 \text{ sur les rampes } P.d.c(\text{r}) = 1.2 \text{ m c e}$$

### VI.5.2 La conduite principale

**Le débit :**

$$Q_r = Q_g * N_r$$

$$Q_{pr} = Q_r \cdot N_r$$

Avec:

$Q_r$  : Débit de rampe

$Q_g$ : Débit des goutteur

$N_g/r$  : Nombre des goutteurs par rampe

$N_r$  : Nombre des rampes

$Q_{pr}$ : Débit de porte rampe

Avec :

Longueur du terrain = 400 m

Largeur du terrain = 200 m, donc la surface est de 8 ha.

La porte rampe coupe la surface du terrain au milieu de la parcelle, donc on a : La longueur de la rampe : 200 m.

La largeur de la porte rampe : 200 m.

**VI.4.3 : Le nombre d'arbres par rampe**

$$N \text{ arbres} = Lr/Er = 200/4 = 50 \text{ arbres/rampe}$$

**VI.4.4 : Nombre de goutteurs par rampe**

$$Ng = N \text{arbres} * n = 50 * 2 = 100 \text{ goutteurs/rampe}$$

**VI.4.5 : Le nombre de rampes**

$$Nr = Lpr/Er = 200/4 = 50 \text{ rampes}$$

**VI.4.6 : Débit de la rampe**

$$Qr = Ng * Qg$$

$$Qr = 100 * 4 = 400 \text{ l/h}$$

**VI.4.7 : Débit de la porte rampe**

$$Qpr = Qr * Nr = 400 * 50 = 20000 \text{ l/h}$$

**VI.4.8 : Débit de la conduite secondaire**

Etant donné que nous avons 4 porte rampe :

$$Qcsl = Qpr * Npr = 20000 * 4 = 80000 \text{ l/h}$$

**VI.5 : Dimensionnement des différentes parties du réseau**

pour le calcul des dimensions des canalisations (rampe et porte rampe), on propose que les rampes soient en PEBD ou PEHD.

Le diamètre de rampes ainsi que des portes rampes est calculé d'après les formules suivantes :

$$\varnothing r(cal) = \left[ \frac{P. d. c(r) * 2.75}{0.478 * Q(r)^{1.75} L(r)} \right]^{\frac{1}{4.75}}$$

$$\varnothing pr(cal) = \left[ \frac{P. d. c(pr) * 2.75}{0.478 * Q(pr)^{1.75} L(pr)} \right]^{\frac{1}{4.75}}$$

Avec :

- Pdc(r) : la perte de charge dans la rampe
- Q(r) : le débit de la rampe en l/h
- L(r) : la longueur de la rampe en m
- $\varnothing r(cal)$  : le diamètre de rampes
- $\varnothing pr(cal)$  : le diamètre de porte rampe

**VI.5.1 : Vérification des pertes de charges**

Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation après choix du diamètre, on applique la formule de « Tison ».

La perte de charge unitaire

$$i = \frac{0.478}{2.75} \cdot D^{-4.75} \cdot Q^{1.75}$$

La perte de charge le long de la conduite en (m)

$$j = \frac{L}{2.75} \cdot i$$

Ou : L : la longueur de la conduite ;

Q : débit (l/h) ;

D : diamètre intérieur de la canalisation

**VI.5.2 : Calculs hydrauliques de la rampe**

**Tableau VI.1 Caractéristique de la conduite de le rampe**

Culture	Surface ha	Lr(m)	Ng	Qr (l/h)	hr(m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse m/s	hcal(m)
Olivier	8	200	100	400	1.2	16.57	16	0.22	0.11

Les valeurs de pertes de charges sont inférieures à 1, 2mce (la valeur maximale)

**VI.5.3 : Calculs hydrauliques de la porte rampe**

**Tableau VI.2 : Caractéristiques de la conduite de le porte rampe**

Culture	Surface ha	Lpr(m)	Nr	Qpr (l/h)	hpr(m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse (m/s)	hcal(m)
Olivier	6.93	232.72	58	15312	0.6	84.5	90	0.67	0.16

La valeur de la perte de charges calculée est inférieure à 0.6 mce (hpr max).

D'après les deux tableaux précédents, on voit que les pertes de charges totales n'ont pas dépassé la limite imposée par la règle de Christiansen.

**VI.5.4 : Calcul des diamètres de la conduite secondaire**

La conduite secondaire alimente les 04 parcelles d'oliviers ayant des surfaces de 3.42 ha. Pour calculer le diamètre on doit calculer

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi V}}$$

avec : Q : débit de la conduite considérée (m<sup>3</sup>/s);

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

**VI.5.5 : Calcul de caractéristique de conduites secondaires**

**Tableau VI.3 Caractéristique de la conduite secondaire**

culture	L(m)	Q (l/h)	V supposée (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	hcal (m)
Olivier	448	8000	1.25	121.6	125	1.08	0.73

**VI.5.6 : La pression d'eau à la borne de distribution**

La pression d'eau que doit fournir la borne de distribution a la parcelle est égale à la somme de la pression nominale (10 mce) plus la somme des pertes de charges de cheminement de la borne d'irrigation jusqu'au goutteur le plus défavorable (éloigné ou élevé).

**VI.5.7 résumer des caractéristique de la conduite secondaire (Q,D , l , ΔH)**

	La rampe	Porte rampe	Conduite secondaire
Longueur(m)	200	200	448
Diamètre(m)	20	90	125
Débit (m <sup>3</sup> /s)	0.00007	0.004	0.018
Pertes de charge(m)	0.11	0.18	0.73

A partir du tableau on peut déterminer la perte de charge totale entre la borne d'irrigation jusqu'à le goutteur le plus défavorable ; Donc la pression demandée à la borne égale a la pression nominale plus la somme des pertes de charges.

$$\Delta h = 10 + 0.11 + 0.18 + 0.73 = 11.04 \text{ m}$$

**VI.6 : Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'irrigation par goutte à goutte dans sa partie théorique et pratique. Après détail des caractéristiques de ce type d'irrigation, nous avons abordé le dimensionnement d'une parcelle irriguée par goutte à goutte. Les calculs théoriques nous ont permis d'aborder les différentes étapes nécessaires pour dimensionner les différentes canalisations à savoir les rampes et les portes rampes.

La dernière phase de calcul, a été consacrée à la vérification des pertes de charge dans les canalisations.

## Introduction

L'étude économique d'un projet est indissociable de l'étude technique, car c'est ces résultats qui vont nous orienter vers la faisabilité économique du projet.

À titre d'exemple nous pouvons citer les enjeux de l'étude technico-économique :

-L'enveloppe à déblocage pour la réalisation du projet et sa disponibilité.

Les intérêts économiques et sociaux du projet face à l'importance de l'enveloppe budgétaire débloquée.

Dans le cadre du travail, l'étude que nous suivons a pour but de donner une estimation générale sur le coût que peut occasionner un projet de ce genre.

Après l'étude d'un tel projet, un aspect économique doit être pris en considération, pour cette raison on doit faire une estimation des frais.

### VII.1 : le coût de réseau d'irrigation localisée

Les coûts globaux des pièces sont présentés dans le tableau suivant.

**Tableau VII.1.** Factures pro-forma des pièces du réseau d'irrigation

Pièces	Unité de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Tube Ø20 PEBD	m/l	17600	34.01	598576
Tube Ø90 PEHD	m/l	440	420.14	184861.6
Tube Ø125 PEHD	m/l	20	632.3	6323
Tube Ø200 PEHD	m/l	252.8	2932.06	741224.768
Tube Ø400 PEHD	m/l	1235.875	6007.06	7423975.278
Tube Ø500 PEHD	m/l	1065.705	11724.79	12495167.33
Vanne Ø110	U	3	12000	36000
Vanne Ø150	U	4	14000	56000
Vanne Ø90	U	2	4500	9000
Filtre à tamis métallique	U	1	13500	13500
Manomètre glycéline 10bars	U	1	832.92	832.92
TOTAL 1				21565460.9

**VII.2.1 : Dépenses des travaux**

Le prix de terrassement est égal à :

**Pour les déblais :**

$$F_{\text{deb}} = V_{\text{deb}} \cdot K_{\text{deb}}$$

$K_{\text{deb}}$  : prix de 1 m<sup>3</sup> de déblai=300 DA

$V_{\text{deb}}$  : volume total de déblai

**Pour les remblais:**

$$F_{\text{rem}} = V_{\text{rem}} \cdot K_{\text{rem}}$$

$K_{\text{rem}}$  : prix de 1 m<sup>3</sup> de remblai=100 DA

$V_{\text{rem}}$  : volume total de remblai

**VII.2.2 : Calcul du volume de déblai et remblai**

La pose en terre des conduites s'effectue dans un tranché dont la largeur de fond B sera donnée par la formule suivante :

$$B = D + 2 \times 0,3$$

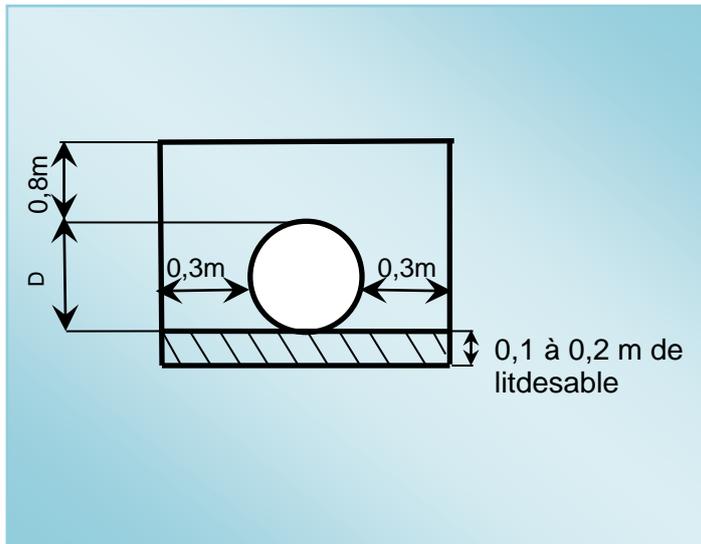
D : diamètre de la conduite (m)

La profondeur de fouille est en fonction du diamètre de la conduite, de la température du lieu (max, min) et les sollicitations des charges mobiles.

$$H \geq D + 0,8$$

$$\text{Déblai} = L.H.B$$

$$\text{Remblai} = \text{déblai} - \left(\pi \frac{D^2}{4}\right).L$$



**Figure VII.1:** Schéma simplifié pour place la conduite d'adduction

**Tableau VII .2:** Calcul du terrassement

Ø (mm)	B (m)	H (m)	L(m)	Déblai (m <sup>3</sup> )	Remblai (m <sup>3</sup> )
160	0.76	1.2	276	251.7	244.6
200	0.80	1.2	247	237.1	227.2
225	0.83	1.2	263	260.4	247.1
250	0.85	1.2	429	437.6	410.8
280	0.88	1.2	317	334.8	309.9
300	0.90	1.2	309	333.7	305.9
315	0.92	1.2	262	287.7	261.7
355	0.96	1.2	741	849.2	755.8
400	1.00	1.2	405	486.0	421.2
450	1.05	1.2	641	807.7	677.9
500	1.10	1.2	582	768.2	622.7
<b>Total</b>			4472	5054.02	4484.80

### VII.2.3 : Calcul du cout des travaux de terrassement

**Donc pour le déblai:**

$$F_{\text{deb}} = 1625.91 \times 300 = 487734 \text{DA}$$

**Pour le remblai :**

$$F_{\text{rem}} = 946.78 \times 100 = 94678 \text{DA}$$

Donc :

Le cout total du dépenses des travaux égale : **582412 DA**, donc le cout totale du projet est égale **22147872.9 DA**

En ajoute 40 % pour les travailleurs donc cout total du projet à égale **31007022.06DA**

### VII.3 : Conclusion

On constate que le coût de la projection du réseau d'irrigation localise et le réseau de distribution est évalué à trente et un million sept mille vingt-deux Dinar Algérien

**31007022.06 DA.**

D'après le coût de la projection des réseaux que nous avons obtenus, on remarque que l'estimation financière du réseau d'irrigation localisée est relativement importante. Cette élévation est due à l'utilisation d'un nombre de conduites assez important, et à la filtration qui demande des équipements trop chers.