

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**CONCEPTION DU RESEAU D'IRRIGATION DU
PERIMETRE SAIN PILOTE D'AMIZOUR (W.BEJAIA)**

Présenté par :

M^r : BENAHMED Mohand Améziane

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r : M.MESSAHEL	Professeur	Président
M^{me} : L.S BAHBOUH	M A .A	Examinatrice
M^{me} : H.BOUCAMA	MA.A	Examinatrice
M^{me} : S.HARKAT	M A.B	Examinatrice
M^r : A.AYAD	M A.A	Examineur
M^r : S.YAHIAOUI	Magister	Promoteur

Septembre 2012

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier :

- ✓ D'abord ALLAH de m'avoir donné courage et santé.
- ✓ Mes parents à qui je dois tout et qui m'ont toujours soutenu.
- ✓ Mon promoteur de m'avoir initié durant mon travail.
- ✓ Le président et les membres du jury d'avoir apprécié mon travail.
- ✓ Mes frères, ma sœur, et ma famille.

Je tiens aussi à remercier :

- ✓ M_r BOUCHEBBAH, M_r DJABRI, et M^{me} BOUAICH du service hydraulique agricole de la DHW de Béjaia.
- ✓ M_r BELKHIR et M^{me} HAMDI de l'INRAA de Béjaia.
- ✓ M^{me} BAHBOUH et M^{me} AZIEZ, pour leur disponibilité.
- ✓ Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation le long de mon cursus.
- ✓ Tous mes amis, tous ceux qui m'ont aidé ou tout simplement encouragé.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ A mes chers parents, qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont toujours encouragé et beaucoup aidé.
- ✓ A ma sœur ainée qui a toujours été un modèle pour moi
- ✓ A mes frères, ma grande mère, ma belle sœur, mon beau frère, qui ont été disponibles et d'aide a mon égard.
- ✓ A mon petit adorable neveu Mehdi.
- ✓ A toute ma famille, mes amis et a tous les gens qui m'aiment.

الملخص :

إن وفرة الموارد المائية قد نقصت للأسف في هذه الأعوام الأخيرة، بسبب مخلفات الجفاف، و الإستغلال اللاعقلاني لهذه الموارد المهمة في منطقة الصومام ، و التي تؤثر سلبا على قطاع الزراعة.
من أجل إيجاد حل لهذه الوضعية المقلقة ، فالإستغلال الجيد لهذه الموارد يعتبر الحل الأمثل.
هذا المشروع يهدف إلى تحسين تسيير هذه المياه الجوفية في المنطقة ، و ذلك بتصميم شبكة سقي قادرة على تغطية العجز المائي على مستوى محيط سان بيلوط أميزور بولاية بجاية.

Résumé :

En Algérie, et spécialement dans la région de la Soummam, la disponibilité de la ressource hydrique est désormais compromise au cours de ces dernières années à cause des effets de la sécheresse et de la surexploitation de ces précieuses ressources qui affectent considérablement le domaine agricole.

Pour remédier à cette situation délicate, la bonne gestion de ces ressources demeure la plus envisageable.

Ce projet rentre dans ce contexte, il vise à mieux gérer la ressource en eau souterraine dans la région de la Soummam en dimensionnant un réseau d'irrigation capable de combler le déficit hydrique au niveau du périmètre Saine Pilote d'Amizour à la wilaya de Béjaia.

Abstract:

In Algeria, especially in the area of Soummam, the availability of water resources is compromised during these last years because of the affects to dryness and over-exploitation of this invaluable resources which affect the agricultural domain considerably.

To cure this worrying situation, the good management of these resources remains most possible.

This project in this context, aims at ameliorating managing the underground water resource in the area of Soummam by dimensioning a network of irrigation able to make up the hydrous deficit on the Saine Pilote perimeter of Amizour, to Béjaia.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	
I.1 Localisation et présentation de la parcelle	2
I.1.1 Situation géographique	2
I.1.2 Topographie	3
I.1.3 II.3 Description de la parcelle.....	3
I.2 Climat du site	3
I.2.1 Caractéristiques climatologiques.....	4
a. Précipitations	6
b. Températures	7
c. Le vent	7
d. Humidité relative	8
d. Insolation	8
I.2.2 Classement Du Climat	8
a. Quotient pluviométrique d'Emberger.....	8
b. Indice de MARTON	11
c. Diagramme bioclimatique de Gaussen.....	11
I.3 Géologie et géomorphologie.....	12
I.3.1 Géologie régionale	12
I.3.2 Géologie locale	14
I.3.3 Géomorphologie	14
I.4 Hydrologie et Hydrogéologie de la région	14
I.5 Facteurs favorables au développement agricole dans la région	15
Conclusion.....	16

Chapitre II : Revue bibliographique sur l'irrigation sous pression

Introduction.....	17
II.1 Les techniques d'irrigation de surface	18
II.1.1 Généralités	18
II.1.2 Irrigation par ruissellement	18
II.1.3 Irrigation par submersion	19
II.1.4 Irrigation mixte	19
a. L'épandage de crue	19
b. Les raies courtes	19
II.1.5 Avantages et inconvénients des techniques d'irrigation de surface	20
a. Avantages.....	20
b. Inconvénients.....	20

II.2 Les techniques d'irrigation souterraine (sub-irrigation).....	21
II.2.1 Généralité	21
II.2.2 Conditions d'application de la technique.....	22
II.2.3 Avantages et inconvénients de l'irrigation souterraine	22
a. Avantages.....	22
b. Inconvénients.....	23
II.3 Les techniques d'irrigation sous pression	23
II.3.1 Généralité	23
II.3.2 Trame d'un réseau d'irrigation sous pression	23
a. Ouvrage de tête.....	24
b. Conduite principale.....	24
c. Conduites secondaires	24
d. Bornes de prise	25
e. Adducteurs (conduites d'alimentation)	25
f. Conduites latérales (conduites d'irrigation)	25
g. Distributeurs.....	25
II.3.3 Irrigation par aspersion	26
a. aspersion simple	26
a.1 Les asperseurs	26
a.2 Les micro-asperseurs	26
b. Aspersion par machines à irriguer	27
b.1 L'enrouleur	27
b.2 Les rampes automotrices articulées	27
c. Avantages et inconvénients de l'irrigation par aspersion	28
c.1 Avantages.....	28
c.2 Inconvénients.....	28
II.3.4 Irrigation localisée	29
a. Historique de l'irrigation localisée	29
b. Généralités sur l'irrigation localisée.....	29
c. Équipements de l'ouvrage de tête d'un réseau d'irrigation en goutte à goutte.....	30
d. Avantages et inconvénients de l'irrigation localisée	32
d.1 Avantages.....	32
d.2 inconvénients.....	33
Conclusion.....	33

Chapitre III : Étude hydrologique

Introduction	34
III.1 Présentation de la station pluviométrique	34
III.2 Vérification l'homogénéité de la série pluviométrique.....	36
III.3 Étude de l'échantillon et choix de la loi d'ajustement.....	38
III.3.1 Lois d'ajustements utiles pour l'étude.....	38
III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique	40
a. Ajustement a la loi normale (gauss)	40

b. Ajustement à la loi log-normale (Galton)	43
c. Test de validité d'un ajustement	45
d. Détermination de l'année de calcul	47
e. Conclusion.....	48

Chapitre IV : Calcul des besoins en eaux des cultures

Introduction.....	49
IV.1 Calcul des besoins en eau par la méthode du bilan hydrique.....	49
IV.2 Généralité sur l'évapotranspiration	50
IV.2.1 définition de l'évapotranspiration	50
a. L'évapotranspiration potentielle ou de référence (ETP ou ET_0)	50
b. L'évapotranspiration réelle (ETR)	50
a. L'évapotranspiration maximale (ETM)	51
IV.2.2 Le coefficient cultural k_c	51
IV.2.3 Éléments climatiques intervenants dans le processus d'évapotranspiration	51
IV.2.4 Méthodes de détermination de l'évapotranspiration.....	51
a. Méthodes expérimentales.....	51
b. Méthodes empiriques.....	51
IV.3 Formules empiriques calculant l'évapotranspiration.....	52
IV.3 .1 Calcul de l'évapotranspiration réelle ETR.....	52
a. Formule de TURC.....	52
b. Formule de Coutange.....	52
IV.3.2 Calcul de l'évapotranspiration potentielle ETP.....	53
a. Formule de THORNTHWAITE.....	53
b. Méthode de Blaney et Credele.....	53
c. Méthode de Penman et Monteith modifiée	53
IV.4 calcul des besoins en eau à l'aide de CROPWAT	54
IV.4.1 Calcul de l'évapotranspiration potentielle.....	54
IV.4.2 Calcul des besoins net des cultures	55
a. Les pluies efficaces	55
b. Choix des cultures.....	56
c. Calcul des besoins nets	56
d. Volumes d'eau nécessaires à combler le déficit hydrique	57
Conclusion	57

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de stockage de transfert et de distribution

Introduction	58
V.1 Calcul des différentes doses et durées d'irrigation.....	58
V.1.1 Calcul des doses d'irrigation	58
a. Calcul de la dose nette pratique d'irrigation	58
b. Calcul de la dose nette réelle d'irrigation.....	59

c. Calcul de la dose brute.....	59
d. Calcul des besoins journaliers réduits	60
V.1.2 Calcul de la fréquence et des durées d'arrosage.....	61
a. Calcul de la fréquence minimale d'arrosage.....	61
b. Durée des arrosages.....	61
d. Durée journalière d'arrosage.....	62
V.2 Dimensionnements du réseau d'irrigation et de l'ouvrage de stockage	62
V.2.1 Découpage de la parcelle en postes.....	62
V.2.2 Calcul des diamètres des rampes et portes rampes.....	63
a. Calcul du nombre de goutteurs par poste.....	63
b. Calcul du débit d'une rampe et d'une porte rampe.....	63
c. Diamètres des rampes et portes rampes.....	64
c.1 Calcul hydraulique du réseau	64
c.2 Conditions hydrauliques (6).....	65
c.3 Calcul et choix des diamètres.....	65
V.2.3 Dimensionnement des conduites secondaires	67
a. Le débit.....	67
b. La vitesse.....	67
c. Calcul du diamètre	67
d. Calcul pertes de charge linéaires (12).....	67
V.2.4 Dimensionnement de la conduite principale.....	69
V.2.5 Dimensionnement de la bêche de distribution.....	70
V.2.6 Pression nécessaire à fournir en tête du réseau et choix de la pompe de distribution.....	72
a. Calcul de la pression en tête du réseau.....	72
b. Caractéristiques et choix de la pompe :	73
V.3 Dimensionnement de la conduite d'amenée.....	73
V.3.1 Généralités sur le calcul du diamètre économique.....	74
V.3.2 Pertes de charges hydrauliques dans les conduites (12).....	75
a. Perte de charge linéaire	75
b. Perte de charge singulière	75
V.3.3 Calcul du diamètre économique	75
a. Hauteur Manométrique Totale	75
b. Puissance absorbée par la pompe	75
c. Energie consommée par la pompe	76
d. Frais d'exploitation	76
e. Frais d'amortissement	76
f. Coût total.....	77
Conclusion.....	79

Chapitre VI Estimation du cout final du projet

Introduction.....	81
VI.1 Frais des travaux de terrassements.....	81
VI.1.1 Calcul des volumes de déblais et remblais.....	81
V.1.2 Cout total des terrassements.....	82
VI.2 Frais de construction du réservoir	84
VI.3 Frais des tuyauteries et des accessoires nécessaires au réseau.....	84
VI.4 Coût finale du projet.....	86
Conclusion.....	87

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Caractéristiques générales de la zone d'étude

Tableau I.1: Coordonnées de la station pluviométrique Béjaia Aéroport... ..	06
Tableau I.2: Pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle.....	06
Tableau I.3: Températures moyennes maximales et minimales mensuelles interannuelles... ..	07
Tableau I.7 : Valeurs De l'indice d'aridité.....	11
Tableau I.4: Vitesses moyennes mensuelles interannuelles du vent.....	07
Tableau I.5: Humidité relative moyenne mensuelle interannuelle.....	08
Tableau I-6: Insolation moyenne mensuelle interannuelle	08
Tableau I.3: Températures moyennes maximales et minimales mensuelles interannuelles... ..	07

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.1: Coordonnées de la station pluviométrique Béjaia Aéroport.....	34
Tableau III.2: Répartition mensuelle et annuelle des pluies.....	35
Tableau III.1: Test d'homogénéisation de Wilcoxon.....	37
Tableau III.1: Résultats du test d'homogénéisation de Wilcoxon.....	37
Tableau III.5: Données de l'échantillon d'étude.....	38
Tableau III.6: Les résultats d'ajustement à la loi normal (Gauss).....	41
Tableau III.7: Les résultats d'ajustement à la loi log-normal (Gauss).....	43
Tableau III.8: Reconstitution de l'année de probabilité 80%.....	43

Chapitre IV : Calcul des besoins en eaux des cultures

Tableau VI.1: Evapotranspiration potentielle journalière calculée par CROPWAT	55
Tableau VI.2: Pluies efficaces extraites des pluies de probabilité 80%.....	55
Tableau VI.3: Besoins nets partiels et totaux calculés par le logiciel CROPWAT	56
Tableau IV.4: Volumes d'eau nécessaires à l'irrigation.	57

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de stockage de transfert et de distribution

Tableau V.1: Calcul des doses et durées des irrigations.....	62
Tableau V.2: Caractéristiques des rampes.....	66
Tableau V.3: Caractéristiques des portes rampes.....	66
Tableau V.4: Calcul de diamètre et de perte de charge linéaire des conduites secondaires...	69
Tableau V.5: Choix des diamètres de la conduite principale.....	70
Tableau V.6: Calcul des volumes d'eau nécessaires pour irriguer chaque tranche.....	71
Tableau V.7: Calcul de la pression à fournir à la tête de réseaux.....	73
Tableau V.8: Variation journalière des tarifs de l'énergie électrique	76
Tableau V.9: Calcul des pertes de charges de la HMT de la pompe et sa puissance.....	77
Tableau V.10: Calcul des frais de l'exploitation et des frais d'installation.....	78
Tableau V.11: Calcul du bilan ou du coût total de l'installation.....	78

Chapitre VI : Estimation du coût final du projet

Tableau VI.1: Calcul des volumes des déblais et remblais.....	82
Tableau VI.2: Frais des organes de l'ouvrage de tête.....	84
Tableau VI.3 : Frais des organes de constituant tous les postes d'irrigation.....	85
Tableau VI.4 : Frais des organes de la conduite d'amenée.....	86
Tableau VI.5 : Frais des organes de la conduite principale.....	86

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Vue aérienne de la parcelle à étudier.....	2
Figure I.2 : Carte du bio climat de la wilaya de Bejaia.....	5
Figure I.3: Diagramme bioclimatique d'EMBERGER.....	10
Figure I.4: Diagramme bioclimatique de Gaussen.....	12
Figure I.5: carte géologique de la wilaya de Bejaia.....	13
Figure II.1: Schéma d'un réseau jouant le double rôle de sub-irrigation et drainage	21
Figure II.2: Trame d'un réseau d'irrigation localisée	25
Figure II.3: Différents organes de l'ouvrage de tête d'un réseau d'irrigation localisée	32
Figure III.1: L'allure des points sur du papier à probabilité.....	39
Figure III.2: Allure des points sur du papier à probabilité d'ajustement à la loi normale.....	42
Figure III.3: L'allure des points sur le papier à probabilité d'ajustement à la loi log normale.....	44
Figure V.1: Courbe du bilan de calcul du diamètre économique.....	79
Figure VI.1: Disposition de la conduite dans une tranchée.....	82

LISTE DES PLANCHES

Planche 01 : Plan topographique la parcelle.

Planche 02 : Projection du réseau sur la parcelle.

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

Planche 04 : Profil en long de la conduite principale.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est la clef de tous les développements socio-économiques et de la préservation d'écosystèmes sains. Avec l'accroissement de la population et de l'augmentation des exigences que fait peser le développement sur les eaux souterraines et de surface pour les besoins des secteurs domestiques, agricoles et industriels, ce qui crée des tensions et conflits entre les utilisateurs et des contraintes excessives sur l'environnement.

Le stress accru induit à l'échelle mondiale par l'augmentation de la demande et de la pollution sur les ressources d'eau douce est profondément préoccupant.

En Algérie, et spécialement dans la région de la Soummam, la disponibilité de la ressource hydrique est désormais compromise au cours de ces dernières années à cause bien entendu des effets de la sécheresse et de la surexploitation de ces précieuses ressources.

Le domaine agricole n'est pas épargné par ce problème, en effet on a enregistré au cours de cette période des baisses de rendements importants d'après les services de la DSA de Béjaia.

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

Ce projet rentre dans ce contexte, il vise à mieux maîtriser la gestion de la ressource en eau souterraine dans la région de la Soummam en optimisant son usage dans le domaine agricole. En effet, ce projet en question consiste à dimensionner un réseau d'irrigation capable de combler le déficit hydrique au niveau du périmètre Saine Pilote d'Amizour.

Pour bien mener cette étude, nous avons réparti notre travail en six chapitres : Le premier est une représentation de la zone d'étude, secondé par une revue bibliographique sur les différentes techniques d'irrigation sous pression, d'une étude hydrologique, ainsi que d'un calcul des besoins en eaux des cultures à irriguer, puis du dimensionnement des ouvrages du réseau d'irrigation, et on termine par une estimation du cout final du projet.

CHAPITRE I

Caractéristiques générales de la zone d'étude

Introduction

L'hydrologie d'une région dépend d'abord de son climat ensuite de sa topographie et de sa géologie.

Les facteurs qui déterminent le climat sont la précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, la température et le vent qui ont une influence sur l'évaporation et la transpiration.

La topographie influe sur les précipitations, et sur l'écoulement des eaux. La géologie influe, elle, sur la topographie et l'infiltration des eaux vers les zones aquifères. (1)

Le but de ce chapitre consiste d'ailleurs à présenter les caractéristiques des facteurs sus-cités, et qui sont indispensables pour mener à bien notre étude.

I.1 Localisation et présentation de la parcelle

I.1.1 Situation géographique

La parcelle à qui on va s'intéresser fait partie de la ferme pilote d'Amizour, celle-ci se situe aux frontières entre El kseur et Amizour, à 25 km au sud de la ville de Béjaia, étant sur la rive droite de la vallée de la Soummam, elle fait aussi partie de la plaine alluviale.

La figure ci-dessous représente une photo aérienne de la parcelle en question :



Figure I.1 : Vue aérienne de la parcelle à étudier

I.1.2 Topographie

La parcelle est d'une longueur moyenne avoisinant les 2000 mètres et de largeur variant de 500 à 800 mètres, caractérisée par une faible pente, les côtes vont d'environ 34m à 39m, sa partie sud et ouest est directement délimité par le lit de l'oued Soummam, et certaines aires sont toujours inexploitées à cause des remontées fréquentes de l'oued en période d'hiver, alors qu'au nord elle est délimité par la route (CW 21A), à l'est elle est délimitée par d'autres parcelles agricoles.

I.1.3 Description de la parcelle

La parcelle s'étend sur une surface de 140 hectares, était autrefois constituée d'un parc à bois, une pépinière, d'abris pour élevage d'ovin et bovins, mais aussi d'aires de pâturage, ainsi que de surfaces plantées en variétés d'agrumes (orangers, citronniers, mandarinier).

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

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

Dans notre étude on propose en plus des agrumes déjà en place, de mettre en valeur les terrains non exploités en choisissant une culture bien adaptée aux conditions climatiques de la région, et notre choix c'est porté sur les vignes de table.

En plus du climat qui leur est favorable, les vignes ont étaient choisies dans le but de revaloriser la production locale de raisin de table, vu la croissance de la demande sur ce produit très consommé dans la région.

I.2 Climat du site

Le climat se définit comme étant l'ensemble des phénomènes météorologiques qui caractérisent l'état de l'atmosphère et de son évolution en un lieu donné. Les principales

composantes du climat sont : les précipitations, la température, le vent, l'évaporation et l'humidité relative.

I.2.1 Caractéristiques climatologiques

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

- Etage Humide, sur le bassin versant nord avec des précipitations pouvant atteindre les 1000 mm par an.
- Etage sub-humide entre El Kseur et Sidi Aich, avec une pluviométrie moyenne de 600 à 900 mm par an.
- Etage semi-aride, le long de la vallée de Sidi Aich à Tazmalt, avec une pluviométrie relativement faible allant de 400 à 600 mm par an et des températures légèrement plus élevées allant de 26 à 30°C. (2)

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

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

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

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

- Zone à climat sub-humide chaud
- Zone à climat sub-humide doux
- Zone à climat humide doux
- Zone à climat semi aride doux

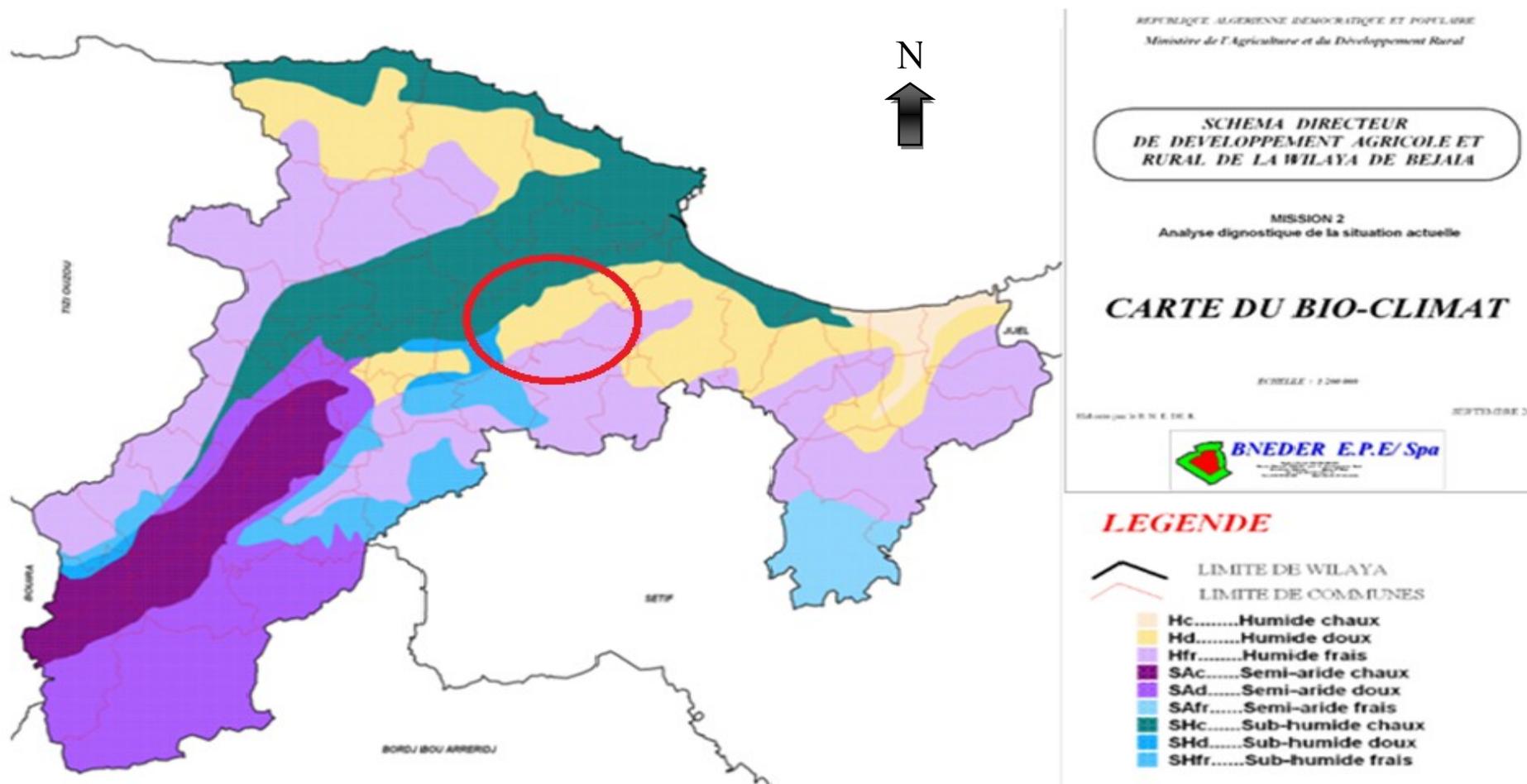


Figure I.2 : carte du bio climat de la wilaya de Béjaia

Source : INRAA de Béjaia

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

Vu l'absence d'une station météorologique à Amizour ainsi qu'aux communes du pourtour, on c'est fié aux données de la station Béjaia Aéroport, qui est la plus proche du point de vu géographique et topographique. Les valeurs représentent les moyennes observées sur une période de 30 ans (1985 à 2004), les données les plus récentes qu'on a pu récolter.

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

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

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

station	Code	Coordonnées UTM		Altitude (m)	Période d'observation	Nombre d'années
		Latitude	Longitude			
Béjaia aéroport	6040200	36°72' N	05°07 E	02	1975-2004	30

Source : L'Office National Météorologique (ONM)

a. Précipitations

Tableau I.2 : Pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sept	Oct	Nov	Dec	Annuel
P _{moy} (mm)	114,3	80,4	63,8	73,9	44,2	13,1	4,3	11,6	38,8	63,6	96,5	117	721,4

Source : ONM Béjaia

Interprétation

La répartition des précipitations mensuelles fait ressortir deux saisons distinctes. La saison sèche s'étale sur quatre mois et demi (de juin à septembre). La saison humide est assez importante, elle s'étale de novembre à mai et les précipitations durant cette période représentent 77% du total annuel des précipitations.

Le mois le plus sec est celui de juillet avec une lame de **4.3mm**, le plus humide est le mois de décembre avec **177mm**.

b. Températures

Pour bien analyser les températures de notre région d'étude, nous avons utilisé celles enregistrées au niveau de la station de l'office National de météorologique de Béjaia durant 10 ans (1995 à 2004).

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

	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Octo	Nove	Dece	Annuel
T _{mov}	12.5	12.5	14.3	15.6	18.7	22.6	25.0	26.4	23.7	21.0	16.2	13.4	18.1
T _{min}	8.1	7.8	9.4	10.8	14.4	18.3	20.6	21.8	19.3	16.2	11.7	9.0	13.6
T _{max}	16.9	17.2	19.2	20.5	23.0	27.0	29.3	30.9	28.1	25.8	20.6	17.7	22.7

Source : ONM Béjaia

Interprétation

D'après le graphe suscité nous avons constaté que la température moyenne maximale enregistrée à la station de Bejaia est de **30.9°C** au mois d'Aout, quand à la température minimale elle est de **7.8°C** enregistrée au mois de Février.

Les valeurs des températures moyennes mensuelles varient beaucoup, l'écart entre les valeurs extrêmes est de **27.7°C**. Les valeurs moyennes oscillent autour de **18°C**, avec la moyenne des maximas de **26.5°C** et la moyenne des minimas de **12.5°C**.

Le mois le plus chaud de l'année étant celui de moi d'Aout **26.5°C**, le plus frais est celui de février **7.8°C**.

c. Le vent

Tableau I.4 : Vitesses moyennes mensuelles interannuelles du vent

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

Source : ONM Béjaia

Interprétation

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

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

d. Humidité relative

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

Tableau I.5 : Humidité relative moyenne mensuelle interannuelle

mois	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Octo	Nove	Dece	Annuel
H _r (%)	75	76	75	76	78	70	68	67	69	68	67	68	71

Source : ONM Béjaia

Interprétation

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

e. Insolation

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

Tableau I-6 : Insolation moyenne mensuelle interannuelle

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

Source : ONM Béjaia

I.2.2 Classement Du Climat

a. Quotient pluviométrique d'Emberger

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

$$Q = \frac{1000 * p}{(M - m) * \frac{M + m}{2}} \dots\dots\dots (I.1)$$

Avec :

Q : Quotient pluviométrique d'EMBERGER ;

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

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

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

Alors pour :

$$P = 721.4 \text{ mm}$$

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

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

D'où ;

$$Q = \frac{1000 * 721.4}{(303.9 - 280.8) * \frac{303.9 + 280.8}{2}} = 106.82$$

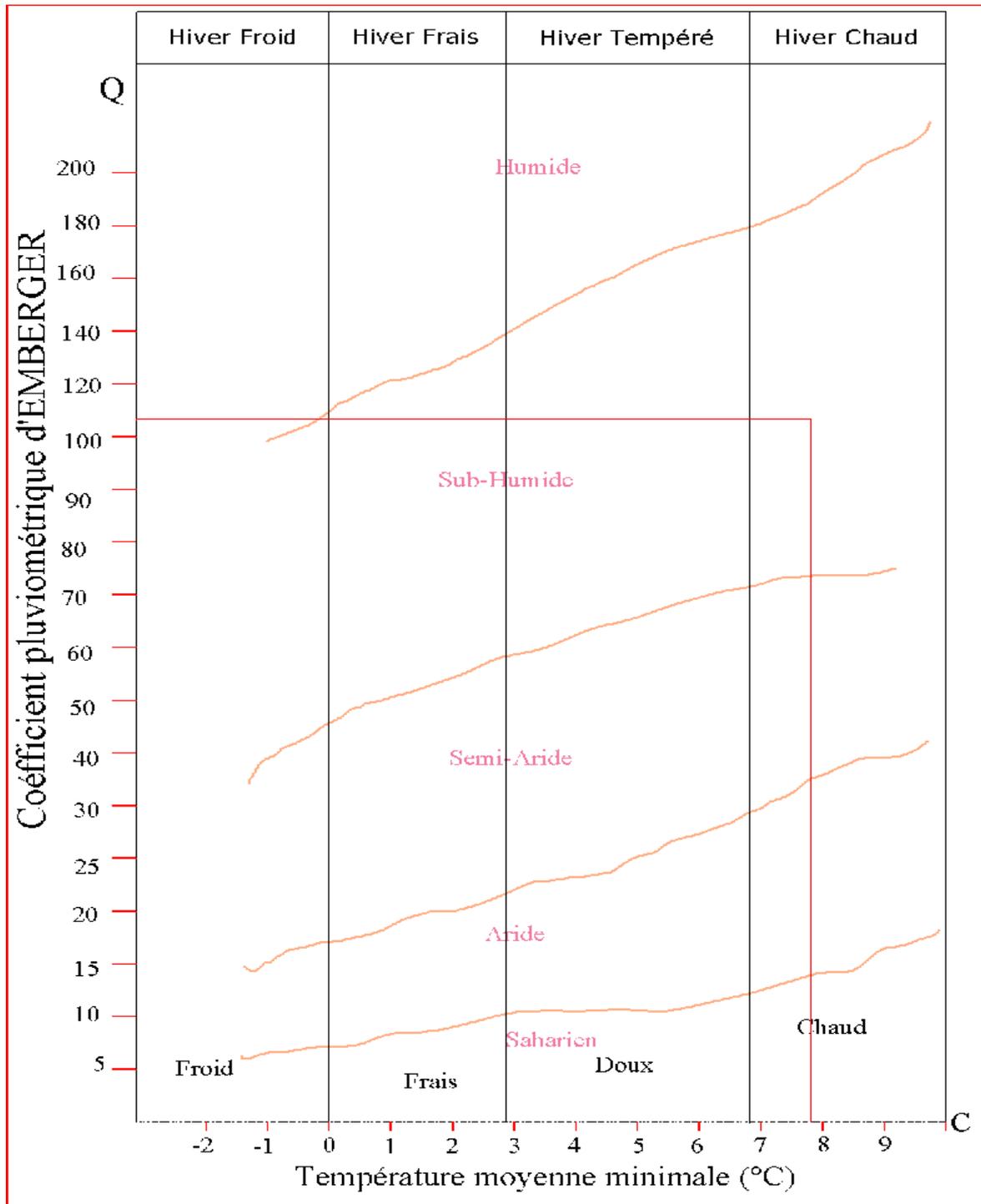


Figure I.3: Diagramme bioclimatique d'EMBERGER

Après projection des valeurs ($Q=106.82$, $m=7.8^{\circ}\text{C}$) dans le diagramme bioclimatique d'Emberger nous pouvons conclure que le climat de la région est sub-humide à hiver chaud.

b. Indice de MARTON

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

$$I_A = \frac{P}{T+10} \dots\dots\dots(1.2)$$

Avec :

I_A ; Indice de Marton

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

T : Température moyenne annuelle en °C

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

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

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

Pour :

P = 721.4 mm

T=18.1°C

D'où :

$$I_A = 721.4 / (18.1 + 10) = 25.7$$

Ainsi :

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

c. Diagramme bioclimatique de Gaussen

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

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

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

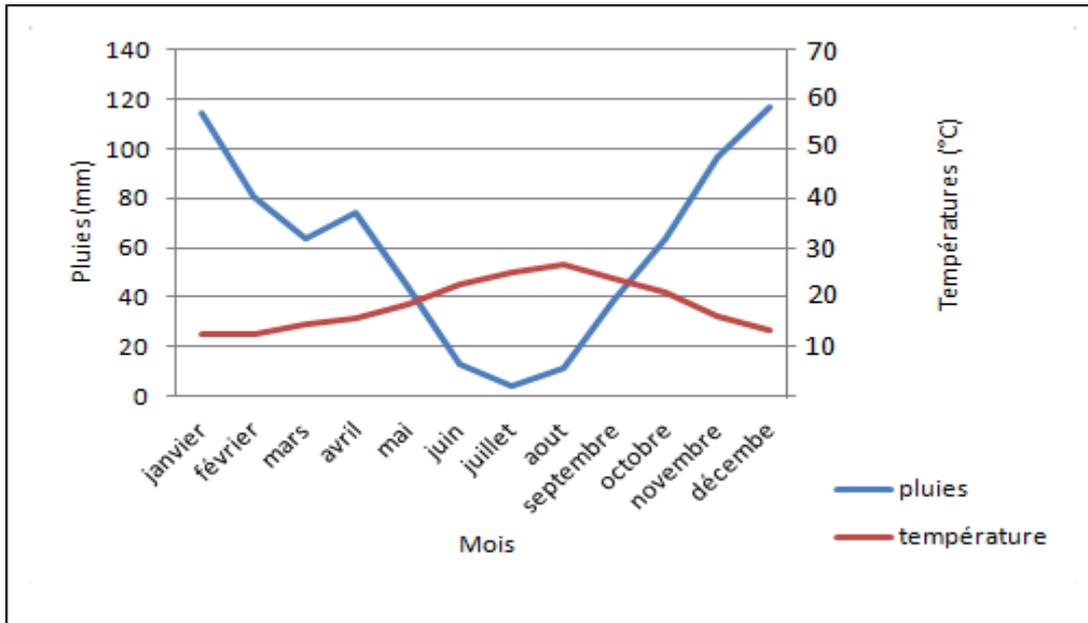


Figure I.4: Diagramme bioclimatique de Gausson

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

Conclusion

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

I.3 Géologie et géomorphologie

I.3.1 Géologie régionale

Le bassin-versant de l'oued Soummam est dans ses grandes lignes constitué, sur la rive gauche, par de l'Oligocène traversé par des formations du Crétacé inférieur, du Miocène apparaît dans la partie aval, en bordure de l'oued. Des terrasses alluviales importantes tapissent en général le pied des pentes sauf dans la région de Sidi-Aich où le Crétacé apparaît jusque dans le lit. Sur la rive droite il est en majeure partie formé de Crétacé inférieur moyen et supérieur. Les terrasses alluviales sont beaucoup plus restreintes. (2)

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

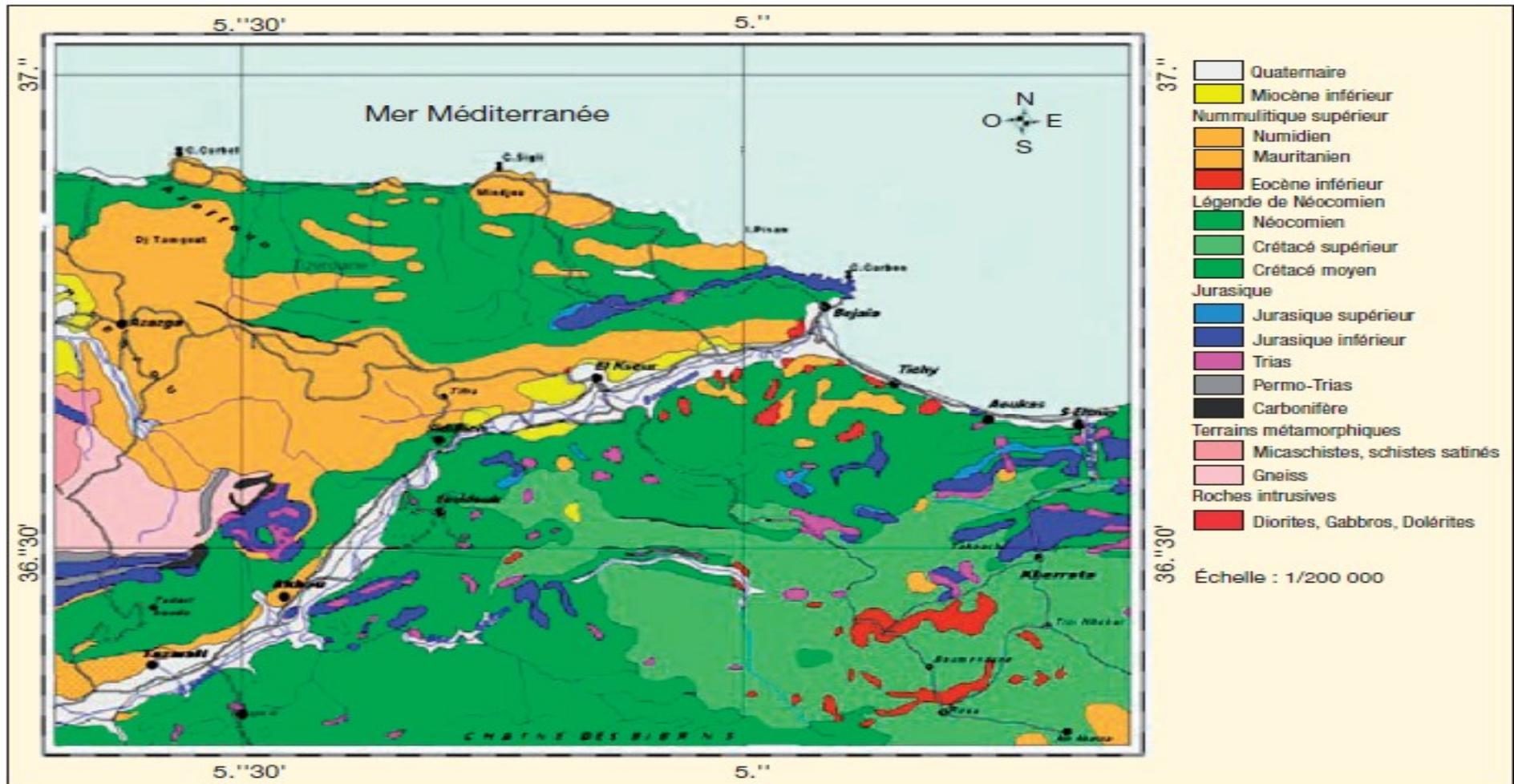


Figure I.5 : carte géologique de la wilaya de Béjaia

Source : INRAA Béjaia (Extraite de la carte géologique du nord de Constantine d'échelle : 1/500000)

I.3.2 Géologie locale

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

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

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

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

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

I.3.3 Géomorphologie

La vallée de l'oued Soummam dessine un étroit sillon d'orientation SW-NE. Sa plaine est serpentée au milieu par le cours d'eau du même nom sur un parcours d'environ 90 km. La longueur de la vallée entre Tazmalt et Bejaïa est de 65 km pour une dénivellation de 166 m (soit une pente moyenne de 1,85 ‰). Le fond de la vallée a une longueur moyenne de 2 km, avec des resserrements jusqu'à 100 m de largeur au niveau de la gorge de Sidi-Aich, et des élargissements jusqu'à 4 ou 5 km au niveau d'El-Kseur et la plaine de Bejaïa à l'embouchure de l'oued Soummam. La superficie du bassin versant de l'oued Soummam est estimé a environ 8800 km². (2)

I.4 Hydrologie et Hydrogéologie de la région

Les formations lithologiques de site sont représentées par les terrasses alluviales très perméables, elles constituent un bon aquifère par leur épaisseur importante en éléments grossiers. Elles sont considérées comme les principales formations hydrogéologiques identifiées dans la vallée de la Soummam. De plus, elles sont

actuellement les plus sollicitées dans la mobilisation des ressources en eau souterraine du bassin hydrogéologique.

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

I.5 Facteurs favorables au développement agricole de la région (3)

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

➤ Le climat est favorable d'une manière générale

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

➤ Végétation naturelle abondante

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

➤ Possibilité de mobilisation des eaux de surface

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

➤ L'existence d'une plaine alluviale

Elle est d'une superficie de 25660 ha environ (vallée de la Soummam y est compris les piémonts de faible pente) et d'une plaine côtière associée aux terrains de Drâa el Kaid

de 3360 ha qui sont potentiellement irrigable, d'où la possibilité de développement d'une agriculture en intensif.

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

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

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

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

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de

Localiser la parcelle et de donner un aperçu général dessus.

Définir le climat régnant sur la zone d'étude.

Présenter les ressources hydriques alimentant la région.

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

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

CHAPITRE II

Revue bibliographique sur l'irrigation sous pression

Introduction

L'augmentation de la productivité de l'eau est déterminante pour relever les futurs défis que va poser la pénurie de l'eau. A l'heure actuelle, 70 pour cent de toute l'eau utilisée dans le monde est consommée par l'agriculture et ce pourcentage atteint 95 pour cent dans plusieurs pays en développement. La sensibilisation accrue à la valeur instrumentale de l'eau encore la pression sur son utilisation en agriculture.

L'augmentation de l'efficacité d'utilisation de l'eau et de la productivité de l'eau en agriculture à tous les niveaux des chaînes de production devient une priorité dans un nombre croissant de pays.

Une approche globale de la productivité des eaux en agriculture exige que des mesures soient prises à tous les niveaux, des cultures aux périmètres irrigués et jusqu'aux systèmes économiques nationaux et internationaux. L'adoption de pratiques modernes d'irrigation au niveau des exploitations pourrait en particulier apporter une importante amélioration de l'efficacité d'utilisation et de la productivité de l'eau. (4)

Pour apporter de l'eau aux cultures agricoles, l'homme de tout temps a cherché à imiter la nature. Les systèmes les plus anciens utilisant les eaux des rivières ou des fleuves en ont imité les débordements: Ce fût l'irrigation par submersion; puis l'irrigation à la raie, l'irrigation souterraine. Enfin ce fût l'irrigation par aspersion. Chaque système a ses inconvénients, tant sur le plan technique que sur les plans économiques et humains. Dernière née des techniques, l'irrigation ponctuelle qui par sa forme la plus fine, est qualifiée de goutte à goutte, est une synthèse des méthodes précédentes en apportant des correctifs aux inconvénients techniques et humains tout en espérant des correctifs économiques. (5)

Ces techniques citées ci-dessus se répartissent en trois types qui sont :

- L'irrigation gravitaire ou de surface.
- L'irrigation de sub-surface (souterraine).
- L'irrigation sous pression (par aspersion ou par micro-irrigation).

Dans ce chapitre, nous avons à illustrer ces différentes techniques et leur usage à la parcelle, ainsi que les avantages et les inconvénients de chacune d'entre-elles.

II.1 Les techniques d'irrigation de surface (6)

II.1.1 Généralités

L'irrigation de surface regroupe l'ensemble des techniques d'arrosage dans lesquelles la répartition de l'eau à la parcelle se fait entièrement à l'air libre, par simple écoulement à la surface du sol. La répartition de l'eau est assurée grâce à la topographie du terrain et aux propriétés hydriques du sol (ruissellement, infiltration et capillarité).

Les techniques d'irrigation de surface sont dites aussi techniques d'irrigations traditionnelles du fait qu'elles sont utilisées par l'homme depuis l'antiquité. De nos jours, beaucoup de techniques dites traditionnelles ont été modernisées grâce aux progrès scientifique et technologique (introduction de matériels industriels).

En irrigation de surface, la distinction entre les différentes techniques est essentiellement fondée sur la méthode d'application de l'eau : ruissellement, submersion ou techniques mixtes.

II.1.2 Irrigation par ruissellement

Dans ce type d'irrigation, deux cas essentiels se présentent :

• **premier cas** : l'eau, distribuée par rigoles, ruisselle sur le sol et s'y infiltre verticalement. Il s'agit d'un ruissellement en nappe ou déversement. On recense dans cette catégorie toute une panoplie de techniques telles que :

- L'arrosage à la planche.
- L'arrosage par rigoles de niveau.
- L'arrosage par rigoles en pente ou rases.
- L'arrosage par plans inclinés.
- L'arrosage par ados.

• **deuxième cas** : l'eau ne ruisselle pas sur l'ensemble de la surface du sol mais coule dans des fossés, rigoles ou raies et pénètre par infiltration latérale et verticale jusqu'aux racines des plantes.

Par ailleurs et sauf exception signalée, la mise en place d'un réseau de colature est indispensable pour évacuer les eaux excédentaires, en irrigation par ruissellement.

II.1.3 Irrigation par submersion

L'eau submerge le terrain et s'y infiltre. Il peut arriver que l'on maintienne une lame d'eau (submersion continue) suivant l'exigence de certaines cultures tel que le riz, ou au contraire que l'on provoque au bout d'un certain temps l'écoulement de l'eau non infiltrée dans les colatures (submersion alternée).

La submersion peut se faire par plusieurs procédés dont les bassins dépendants et indépendants, bassins en terrasse ou a billons, les raies et cuvettes en arboriculture.

II.1.4 Irrigation mixte

Il s'agit d'un ruissellement suivi d'une submersion. Les techniques utilisées en ce genre d'irrigation sont :

a. L'épandage de crue

Cette méthode consiste à améliorer ou à reproduire artificiellement les inondations naturelles provoquées par les crues des rivières ou par le déversement des eaux de. La technique d'irrigation par épandage de crue diffère des autres techniques, principalement par le fait qu'elle est conçue pour tirer parti du ruissellement en vue d'irriguer des parcelles cultivées, alors que les autres techniques d'irrigation sont conçues pour distribuer l'eau en fonction des besoins des plantes.

À cause du caractère aléatoire des crues et donc de la rentabilité incertaine des investissements, les aménagements et les réseaux d'irrigation sont généralement rudimentaires et donc peu coûteux.

b. Les raies courtes (bouchées ou bouclées)

Les raies courtes sont surtout destinées à l'irrigation de cultures maraîchères. Elles sont de préférence utilisées en terrain peu pentu, sinon à défaut on opère par une disposition en courbes de niveau.

La rigole d'alimentation dessert simultanément un certain nombre de raies courtes séparées par des billons et bouchées à leur extrémité. L'eau ruisselle d'abord dans les raies; puis les remplit. On règle le débit d'amenée pour éviter le débordement.

La longueur des raies varie de quelques mètres à quelques dizaines de mètres. Cette faible longueur assure une répartition assez homogène de l'infiltration le long de la raie.

Pour réduire les pertes par débordement, on peut mettre en communication deux raies voisines au lieu de boucher leur extrémité. On obtient alors des raies courtes bouclée, ou communicantes. La culture peut se trouver sur billon, à flanc de billon ou dans la raie.

II.1.5 Avantages et inconvénients des techniques d'irrigation de surface

a. Avantages

- Coût d'investissement relativement faible.
- Besoins en énergie faibles ou nuls.
- Techniques éprouvées.
- Insensibilité au vent.
- Bonne adaptation à l'épandage d'eaux usées.
- Possibilité d'utilisation d'eaux salées (en pratiquant le lessivage du sol).

b. Inconvénients

➤ Besoins importants en main-d'œuvre (sauf systèmes modernes) ; efficacité d'arrosage à la parcelle généralement faible (sauf systèmes sophistiqués avec recyclage des eaux de colature).

➤ Inadaptation aux sols très filtrants.

➤ Planage nécessaire des parcelles (*NB* : un bouleversement trop important du sol nature, permis par les engins de terrassement, peut faire apparaître en surface des zones stériles).

➤ Desserte des parcelles en général assurée par des canaux, qui viennent cloisonner et figer le parcellaire (*NB* : Cet inconvénient disparaît dans le cas des dessertes par canalisations enterrées à basse pression).

➤ Végétaux ne sont pas mouillés, ce qui est favorable sur le plan phytosanitaire.

II.2 Les techniques d'irrigation souterraine (6)

II.2.1 Généralité

En irrigation de sub-surface, l'application de l'eau se fait sous la surface du sol elle peut consister en :

➤ un contrôle de la nappe au moyen d'un réseau d'assainissement qui peut fonctionner à l'envers par l'admission d'eau d'irrigation; ce réseau peut être constitué par des fossés profonds ou des drains enterrés; cette technique, qui intéresse des terrains humides relativement plats.

➤ la mise en place de dispositifs permettant l'humectation souterraine d'un volume de sol proche des racines des plantes ; le matériel destiné à opérer la diffusion de l'eau est constitué par des diffuseurs, récipients poreux dont une forme traditionnelle est constituée par le « canari » en terre cuite; cette technique est surtout employée en cultures maraichères sur de petites surfaces.

La figure ci-dessous nous donne l'exemple d'un réseau jouant le double rôle d'irrigation en période sèche et drainage en période humide :

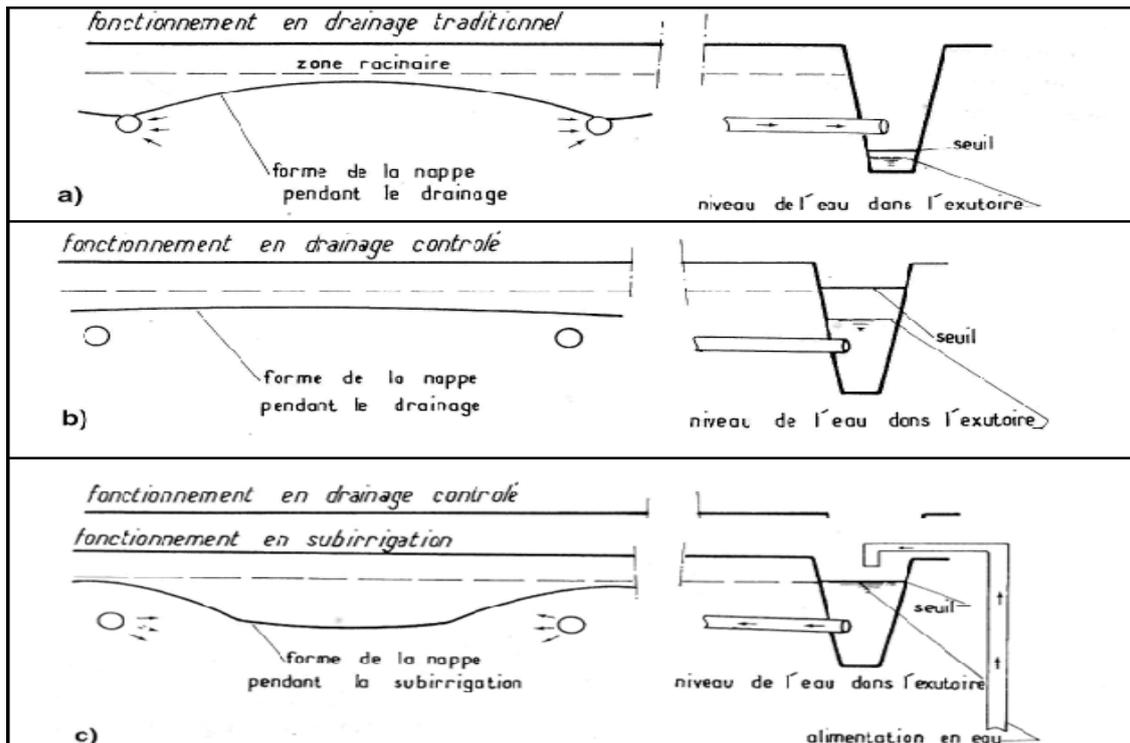


Figure II.1 : Schéma d'un réseau jouant le double rôle de sub-irrigation et drainage

Source : Traité d'irrigation

II.2.2 Conditions d'application de la technique

L'irrigation souterraine ne peut-être raisonnablement utilisée que si plusieurs conditions sont simultanément respectées dont on cite :

➤ La présence d'un horizon imperméable (nappe perchée temporaire) ou d'une nappe permanente, pas trop profonde, est indispensable ; sinon il y aura des pertes excessives par infiltration profonde.

➤ Les horizons supérieurs du sol doivent être suffisamment perméables pour assurer une répartition régulière de la nappe et de la frange capillaire.

➤ Les parcelles doivent être pratiquement planes pour garantir une répartition homogène de l'eau dans les collecteurs et limiter les pertes latérales.

➤ Il faut des ressources en eau et en énergie proches de la parcelle et suffisantes.

➤ La nappe à recharger ne doit pas être salée.

➤ Il ne doit pas y avoir de risques de colmatage des drains par des ocres ferriques (sols riches en matières organiques et en fer ferreux).

Le respect de ces conditions implique des études préalables approfondies, notamment dans le domaine pédologique. Malgré les contraintes énoncées ci-dessus, les milieux hydro morphes aptes à recevoir l'irrigation souterraine restent assez nombreux : plaines et terrasses alluviales, plateaux avec dépôts éoliens, plaines littorales, etc.

II.2.3 Avantages et inconvénients de l'irrigation souterraine

La technique d'irrigation souterraine à l'aide de réseaux de drainage se caractérise à la fois par des avantages et des inconvénients très nets vis-à-vis des autres techniques d'arrosage.

a. Avantages

Son intérêt tient à plusieurs points :

➤ Il vient d'abord d'un niveau d'investissement plus modeste que l'aspersion ou la micro-irrigation, niveau lié à la double fonction de drainage et l'irrigation.

La portance est conservée pendant les arrosages rendant possible la circulation des engins agricoles, le sol restant sec en surface.

➤ Il y a un moindre lessivage en profondeur des fertilisants et pesticides.

➤ Il n'y a pas de perte d'eau par ruissellement et évaporation lors des arrosages.

Enfin, les frais de fonctionnement sont limités du fait de la faible importance des postes de main-d'œuvre de maintenance et d'énergie.

b. Inconvénients

Les limites de cette technique sont de plusieurs ordres :

- Elles tiennent d'abord aux conditions restrictives de sa mise en œuvre : topographie plane, sols perméables, ressource en eau abondante.
- Il y a des risques de déstabilisation de la structure du sol, au dessus et autour des drains liés à une saturation prolongée de la tranchée de drainage.
- Il peut aussi y avoir des risques de salinisation secondaire du sol lorsque la nappe rechargée est minéralisée.
En outre, le contrôle des apports d'eau est délicat.
- Enfin et surtout, l'efficacité de ces apports est modeste. C'est sans doute ce dernier aspect, dans un contexte de ressources en eau de plus en plus sollicitées et donc de plus en plus limitées, qui réduira la généralisation de cette technique.

II.3 Les techniques d'irrigation sous pression

II.3.1 Généralité

Un système d'irrigation sous pression est un réseau constitué de conduites, raccords et d'autres accessoires faisant acheminer l'eau sous pression de la source jusqu'à la surface à irriguer. On distingue deux types d'irrigation sous pression :

- L'irrigation par aspersion.
- La micro irrigation ou irrigation localisée (goutte à goutte). (4)

II.3.2 Trame d'un réseau d'irrigation sous pression (4)

Les conduites qui transportent et distribuent l'eau d'irrigation sur les différentes parcelles sont normalement enterrées, ce qui les protège des activités culturales et de la circulation routière. Les bornes de prise, qui émergent à la surface, sont localisées en divers endroits selon la trame du réseau.

Avec les méthodes d'irrigation de surface, l'eau d'irrigation peut être livrée directement aux canaux à ciel ouvert qui alimentent les sillons ou les bassins.

En micro-irrigation et dans les autres systèmes globaux, par exemple l'aspersion, les bornes sont connectées à de plus petits adducteurs (conduites d'alimentation) placés le long des limites de parcelles. Celles-ci alimentent à leur tour des conduites latérales posées perpendiculairement aux adducteurs, le long des rangs de cultures. Les conduites latérales

sont munies de distributeurs à intervalles réguliers et répartissent l'eau d'irrigation uniformément entre les plantes sous une pression donnée.

Il existe de nombreuses sortes de systèmes d'irrigation. Toutefois, un examen rigoureux des divers réseaux, de leurs équipements et de leurs principes de fonctionnement révèle une approche identique depuis la procédure de planification jusqu'à leur application et de nombreux points communs dans la plupart de leurs caractéristiques et composantes.

Dans tous les systèmes par conduites sous pression, les principales composantes sont:

- l'ouvrage de tête (unité de contrôle de la charge).
- les conduites principales et secondaires.
- les bornes.
- les adducteurs (conduites d'alimentation).
- les conduites latérales (tuyaux d'irrigation) avec les distributeurs.

a. Ouvrage de tête

Il comprend une ligne d'alimentation (PVC rigide ou acier galvanisé fileté) installée horizontalement à une hauteur minimale de 60 cm au-dessus du sol. Il est équipé d'un purgeur d'air, d'une valve de contrôle, de deux prises pour la connexion avec l'injecteur d'engrais liquide, d'une vanne de sectionnement entre les deux prises, d'un injecteur d'engrais et d'un filtre. Si un filtre à gravier ou un séparateur à sable est nécessaire, il est installé en tête de l'ouvrage.

b. Conduite principale

C'est la conduite de plus grand diamètre du réseau, qui peut transporter le débit du système dans des conditions hydrauliques favorables de vitesse du courant et de pertes de charge. Les conduites utilisées sont généralement enterrées, assemblées de manière permanente pour le PVC rigide, le polyéthylène noir à haute densité (PEHD), les tuyaux plats (type pompier), et les tubes en acier léger galvanisé avec raccord rapide, dans une gamme de diamètres de 63 à 160 mm (2-6 pouces) selon la dimension de l'exploitation.

c. Conduites secondaires

Ce sont des conduites de plus petits diamètres qui se branchent sur la conduite principale et qui permettent de distribuer l'écoulement vers les diverses parcelles. Elles sont du même type que les conduites principales.

d. Bornes de prise

Elles sont branchées sur les conduites principales ou secondaires et équipées d'une vanne de sectionnement (2-3 pouces). Elles fournissent une partie ou la totalité de l'écoulement aux adducteurs (conduites d'alimentation).

e. Adducteurs (conduites d'alimentation)

Ce sont des conduites d'un plus petit diamètre que les conduites secondaires qui sont connectées aux bornes et posées, généralement en surface, le long des limites de parcelle pour alimenter les conduites latérales. Tous les types de matériaux à conduites disponibles peuvent convenir pour ces adducteurs (PEHD habituellement), de diamètre de 2 à 3 pouces.

f. Conduites latérales (conduites d'irrigation)

Ce sont les conduites avec le plus petit diamètre du système; elles sont couplées aux adducteurs, perpendiculaires à ceux-ci à des emplacements fixes, posées le long des lignes de culture et équipées de distributeurs fixés à intervalles courts et réguliers.

g. Distributeurs

Un distributeur pour l'irrigation est un dispositif de toute nature, de tout type et de toute dimension qui, branché sur une conduite, débite l'eau sous pression de diverses manières: en projetant des jets d'eau en l'air (asperseurs), en pulvérisant l'eau (mini-diffuseurs), en distribuant des gouttes d'eau en continu (goutteurs) et en fournissant de petits écoulements (barboteurs, vannettes et ouvertures sur une conduite, tuyaux de petits diamètres, etc.).

La figure ci-dessous représente la trame d'un réseau d'irrigation localisée :

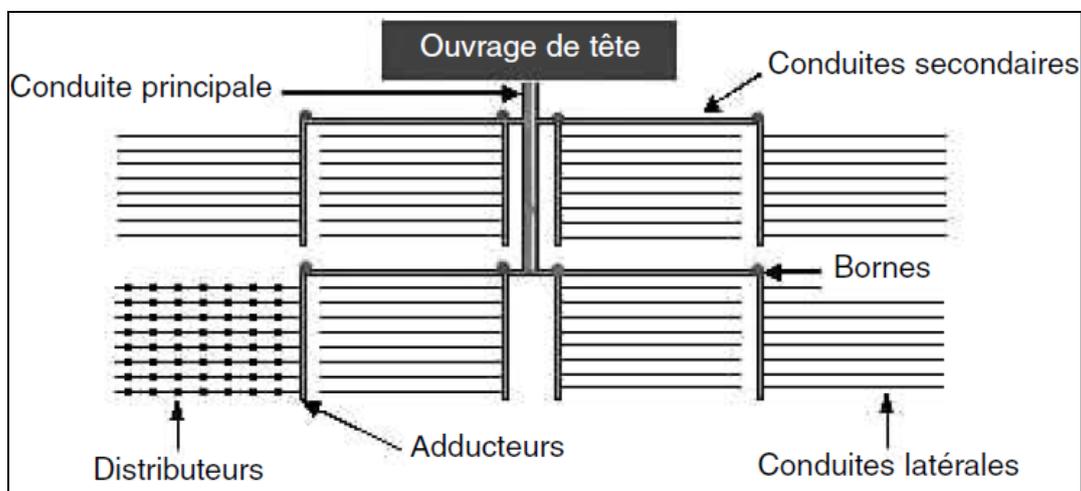


Figure II.2 : Trame d'un réseau d'irrigation localisée

Source : Manuel des techniques d'Irrigation sous Pression (FAO)

II.3.3 Irrigation par aspersion

En irrigation par aspersion, l'eau parvient aux cultures d'une façon qui imite la chute naturelle de la pluie, grâce à l'utilisation de divers appareils de projection alimentés sous pression, choisis et disposés de façon à obtenir la répartition la plus uniforme possible de la pluviométrie.

Cette technique a été utilisée dans le monde autrefois vers les années 1900 pour l'arrosage des pelouses des villes et des potagers, puis s'est répandue véritablement en grandes cultures après les années 1930 avec l'arrivée sur le marché de matériel de pompage de plus en plus perfectionné et de tuyauteries légères. De nos jours, la technique de l'irrigation par aspersion a atteint le stade des machines d'irrigation à déplacement entièrement automatique. Les techniques d'arrosage appliquées en irrigation par aspersion découlent directement du matériel utilisé. Elles se divisent en deux grandes catégories :

- L'aspersion simple (rampes perforées, asperseurs ou sprinklers, canons).
- Les machines à irriguer (rampes frontales, pivots, enrouleurs...). (6)

a. Aspersion simple

a.1 Les asperseurs

La plupart des asperseurs agricoles sont actionnés par un batteur, du type à impact rotatif lent, à buse unique ou double. L'asperseur projette en l'air des jets d'eau, qui se répandent sous la forme de gouttes de pluie sur une superficie circulaire du champ. Ces asperseurs existent en divers débits, dimensions de buses, pressions de service, et diamètres du cercle mouillé (ou diamètre de couverture), en cercle complet ou partiel. Ils sont classifiés en basse, moyenne et haute pression ;

- Asperseur de très basse pression : (10 à 100 KPa ou 0,1 à 1 bars).
- Asperseur de basse pression : (100 à 200 KPa ou 1 à 2 bars).
- Asperseur de moyenne pression : (20 à 40 KPa a ou 2 à 4 bars).
- Canon d'arrosage à haute pression : (au dessus de 400 KPa ou >4 bars). (6)

a.2 Les micro-asperseurs

Ce sont de petits asperseurs en plastique de faible capacité avec des débits inférieurs à 300 litres par heure. Leurs principales caractéristiques sont: leur vitesse rapide de rotation, moins d'une minute par rotation; le très petit diamètre des gouttes d'eau et le faible angle du jet d'eau au-dessus de la buse. Ils n'ont qu'une buse d'environ 2 mm de diamètre. Ils ont un

débit de 150 à 250 l/h sous 2 bars de pression. Ils arrosent un cercle complet d'un diamètre de 10 à 12 m. Montés sur des piquets métalliques ou plastiques de 60 cm de hauteur plantés dans le sol. (4)

b. Aspersion par machines à irriguer

Les machines à irriguer sont employées pour l'arrosage des grandes exploitations, il existe plusieurs types dont on peut citer :

b.1 L'enrouleur

Le système d'irrigation par aspersion à enrouleurs à rampes repliables est un système mécanisé complètement automatique, aisé à transporter d'un champ à l'autre. La rampe d'aspersion, montée sur un chariot muni de roues à une hauteur de 1,3 à 2,5 m au-dessus du sol, est traînée à l'extrémité du champ jusqu'à 400 m du corps principal de l'engin (un bâti surmonté d'un tambour) qui reste près de la borne. Le chariot est relié au bâti par un long tuyau en PE posé sur le sol. Pendant le fonctionnement, le tuyau s'enroule sur le tambour fixé sur le corps principal en tractant vers l'arrière le chariot avec la rampe mobile qui irrigue une bande de terrain, jusqu'à ce que toute la longueur du champ soit couverte. Les rampes repliables d'aspersion sont des systèmes compacts opérant à basse et moyenne pression (3 à 4,5 bars). La superficie irriguée par tour (secteur) est de l'ordre de 0,4 à 2 ha selon la dimension de l'unité. Ces systèmes sont utilisés pour l'irrigation des fourrages, céréales, pommes de terre, arachides ainsi que la plupart des cultures industrielles de plein champ; ils sont beaucoup employés pour l'irrigation supplémentaire des céréales (blé et orge) durant les mois d'hiver. (4)

b.2 Les rampes automotrices articulées

Le système d'irrigation par aspersion à rampes automotrices est constitué d'une seule conduite d'arrosage de diamètre relativement grand, composée de tuyaux en acier léger galvanisé ou aluminium à haute résistance, suspendus au-dessus du sol par de longues structures métalliques et/ou des câbles et posés sur des tours mobiles sur roues actionnées par un moteur électrique. (6)

Ce système nous propose deux variantes qui sont :

➤ Les rampes pivotantes

Une extrémité de la conduite est raccordée à un mécanisme à pivot implanté au centre de la zone à irriguer: l'ensemble de la conduite tourne autour du pivot. La surface irriguée est

de forme circulaire ce qui constitue l'inconvénient majeur de cette technique, d'où il faut augmenter le rayon du cercle irrigué pour obtenir des résultats économiquement intéressants.

➤ **Les rampes à déplacement frontale**

Le pivot central linéaire est un autre type courant de système portatif pouvant irriguer des champs de forme rectangulaire ou carrée au moyen d'un canal de fourniture de l'eau parallèle à la direction de déplacement de la ligne d'arrosage, ou à l'aide d'un tuyau d'alimentation souple. Ce procédé nécessite aussi un système de guidage permettant à la machine de ne pas dévier de sa trajectoire normale.

Remarque : les techniques d'irrigation par machines à aspersion sont coûteuses et encombrantes, c'est pour cela que leur utilisation est juste spécifique aux terrains vastes, dont le rendement peut être économiquement satisfaisant.

c. Avantages et inconvénients de l'irrigation par aspersion

c.1 Avantages

- L'aspersion ne nécessite en aucune manière le nivellement préalable des sols.
- Possibilité d'arroser tous types de sols des plus sableux aux plus argileux, et cela grâce au contrôle systématique de l'intensité de la pluie.
- Possibilité de réaliser des installations mobiles, susceptibles d'être déplacées suivant la nature des cultures, ce qui facilite la rotation culturale.
- La mobilité de ces installations permet aussi une mise en place rapide en temps et lieux voulus sur une aire de culture menacée par la sécheresse.
- Possibilité de réalisation de stations de protection contre les gelées radiatives de printemps.
- Oxygénation de l'eau projetée en pluie, favorable dans le cas d'utilisation d'eaux résiduaires réductrices.

c.2 Inconvénients

- Dépenses énergétiques élevées.
- Sensible aux vents et efficacité réduite en régions ou en périodes où les vents sont forts.
- Mouillage des feuilles favorise les maladies cryptogamiques chez certaines espèces végétales.

- Mauvaise adaptation aux sols battant, susceptibles de tassement superficiel sous l'impact des gouttes d'eau.
- L'utilisation des eaux résiduaires en ce genre d'irrigation est déconseillée pour cause de la formation des aérosols.
- Ne convient pas aux eaux salées à cause du risque de brûlures de feuilles et fleurs, ou de dépôts inesthétiques sur les fruits.
- Déplacement difficile dans les zones à cultures hautes.

II.3.4 Irrigation localisée

L'irrigation localisée est une technique d'irrigation caractérisée par des apports d'eau faibles et répétés presque à la même cadence que l'évapotranspiration. L'eau est distribuée sous pression par un réseau ramifié, composé d'une conduite principale alimentant une conduite secondaire sur laquelle sont fixées des rampes placées parallèlement à l'alignement de la culture. Les rampes portent l'élément essentiel à la distribution qui est le goutteur. (7)

a. Historique de l'irrigation localisée

Les premières recherches dans la création des systèmes d'irrigation au goutte à goutte ont été réalisées aux USA en 1918 à l'Université du Colorado. Vu le coût trop excessif et de l'absence des Moyens techniques pour leur réalisation, ils n'ont pu être utilisés. Seulement en 1950 en Angleterre, l'irrigation, goutte à goutte a été appliquée (dans les serres).

Dans les débuts des années 1960 en Palestine sous la direction du Professeur C. S. BLASS, l'irrigation en goutte à goutte a été utilisée aux champs et dans les conditions de la production. Actuellement cette technique est entrain de devenir la plus utilisée et dans les quatre coins du monde surtout aux régions arides et semi-aride car elle a une efficacité élevée et permet l'utilisation d'un volume minimal d'eau sur une surface plus importante. (5)

c. Généralités sur l'irrigation localisée

L'irrigation au goutte à goutte est principalement une technique au moyen de laquelle eau et fertilisants peuvent être mis directement à la disposition de la Zone de répartition maximale du système racinaire de la culture agricole, grâce à des arroseurs conçus pour distribuer les faibles débits appropriés.

Ces arroseurs appelés "goutteurs" réalisent une infiltration différentielle de l'eau suivant les trois dimensions en maintenant la tension eau-sol à une faible valeur.

Le système d'irrigation en goutte à goutte se compose de l'amont vers l'aval de 4 éléments:

-Une source d'eau (branchement sur un réseau collectif ou bien un pompage).

-Un équipement de tête, chargé de régulariser le débit (pression), d'améliorer la qualité physique de l'eau (filtration) et parfois sa qualité chimique (incorporation d'engrais).

-Des conduites principales, secondaires qui conduisent l'eau en tête des rampes, avec des organes de régularisation de la pression.

-Des rampes (porteuses de goutteurs qui servent au transport et à la distribution de l'eau).

Les goutteurs constituent l'organe essentiel du système; il doit satisfaire aux exigences suivantes :

-Garantir le débit prévu lors du changement de la charge d'eau dans les conduites, et de la variation de la température

-Pas d'obturation avec les bactéries et les éléments fins de l'eau d'irrigation.

-Doivent être stables aux radiations solaires et à l'humectation variable.

-Doivent être compactes, exploitables et économiques La plupart des goutteurs sont calculés pour un débit de 2 à 10 l/h (pression 1 à 2 atmosphères). Toutefois ils se classent suivant trois catégories :

1-Goutteurs à orifice réduit.

2- Goutteurs à long parcours de l'eau.

3- Goutteurs tourbillon. (5)

c. Equipements de l'ouvrage de tête d'un réseau d'irrigation en goutte à goutte

Les composantes de l'ouvrage de tête et leurs dimensions sont sélectionnées en fonction des besoins du système. En aspersion et en irrigation par tuyaux (gainés), ces ouvrages sont simples avec un équipement minimal.

Dans les systèmes de micro-irrigation, les ouvrages de tête sont munis de filtres et d'injecteurs de fertilisants, alors. Les pertes de charge dans les diverses composantes de l'ouvrage peuvent varier de 3 à 10 m. (6)

Et voici la liste d'équipements utiles dans le cas de goutte à goutte :

➤ **Le compteur d'eau** : il permet de s'assurer du bon fonctionnement du réseau par un contrôle ponctuel du débit, de connaître la quantité d'eau apportée sur une parcelle lors d'un arrosage, et de dresser le bilan des apports pour l'ensemble de la campagne d'irrigation. (6)

➤ **Le clapet anti-retour** : Conçu pour permettre l'écoulement de l'eau dans un seul sens, il permet d'éviter le retour d'eau vers la source ou le puits en cas d'arrêt de pompage ou de dépression dans le réseau d'où protéger à la fois la pompe contre d'éventuels dégâts causés

par l'éventuel retour d'eau ainsi que préserver la source contre la pollution au cas où la station est munie de dispositif de fertilisation. (6)

➤ **Le régulateur de pression aval** : Il maintient la pression à une valeur constante à l'aval même si la pression à l'amont est élevée et variable. Donc il est placé à l'amont de la station de tête pour protéger le réseau contre les risques de surpression. (6)

➤ **La soupape de décharge** : Appelées aussi soupapes de sécurité, ce sont des appareils en ligne d'un diamètre inférieur à celui de la conduite à protéger, équipées d'un ressort, et dans lesquelles la sortie est inclinée à 90° par rapport à l'entrée. Lorsque la pression dans le système excède une valeur prédéterminée, ces soupapes s'ouvrent en laissant échapper de l'eau à l'air libre. Ainsi, elles protègent les conduites contre l'éclatement qui pourrait être provoqué par les surpressions susceptibles de survenir subitement dans le système. (4)

➤ **La ventouse** : Elle joue le double rôle de :

- Entrée d'air dans le réseau permettant d'éviter les dégâts d'une dépression.
- Evacuateur d'air lors du remplissage du réseau.
- Elle est placée dans les points hauts là où l'air a tendance à s'accumuler. (6)

➤ **Injecteur d'engrais** : Des engrais peuvent être mélangés avec l'eau d'irrigation au sein du réseau au moyen de dispositifs spéciaux appelés injecteurs d'engrais, installés sur l'ouvrage de tête. Il existe trois principaux types d'injecteurs d'engrais: le dilueur d'engrais fermé, l'injecteur de type Venturi et la pompe à piston. Tous sont actionnés par la force motrice de l'eau. (4)

➤ **Les filtres** : Le réseau d'irrigation localisée est presque doté dans tout les cas de l'organe de filtration, celle-ci qui est quasiment obligatoire, elle permet d'éviter l'obstruction des goutteurs et d'assurer une meilleure répartition de l'eau afin d'allonger la durée de vie du réseau. La première filtration est celle effectuée par la crépine à l'extrémité de la conduite d'aspiration, c'est aussi une protection pour la pompe et le réseau. Le choix du filtre doit répondre aux normes de fonctionnement du réseau, doit être rentable économiquement, il s'effectue en fonction du critère de la qualité physico chimique de l'eau. (7)

➤ **Les vannes** : leur rôle c'est le réglage du débit et elles permettent aussi de donner l'itinéraire voulu au filet d'eau.

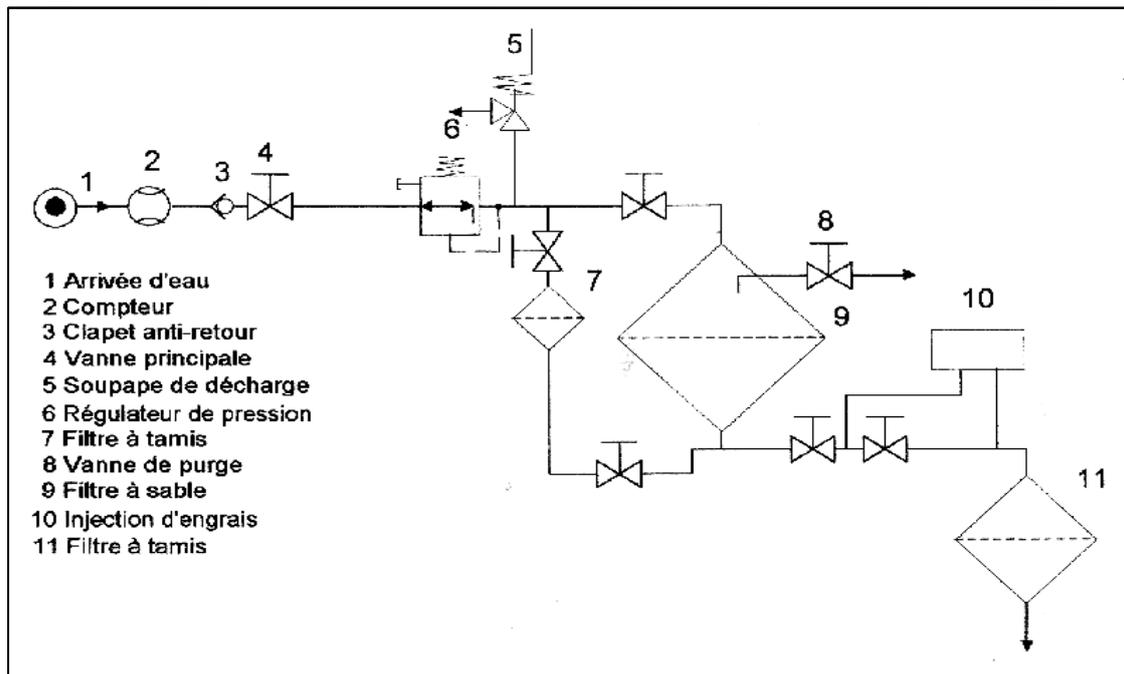


Figure II.3 : Différents organes de l'ouvrage de tête d'un réseau d'irrigation localisée

Source : Traité d'irrigation

d. Avantages et inconvénients de l'irrigation localisée

d.1 Avantages

- Bonne humidité du sol (le sol n'est ni sec ni saturé donc pas d'asphyxie des racines).
- Fertilisation par les engrais incorporés avec l'eau.
- Développement faible de mauvaises herbes.
- Ne gêne pas les activités culturales.
- Utilisable même dans les serres.
- Efficacité élevée d'où une économie de l'eau.
- Coût d'exploitation faible.
- Se prête bien à l'automatisation.
- Indépendance complète vis-à-vis des irrégularités du relief, de la forme de la parcelle et du vent.

d.2 Inconvénients

- Sensibilité des goutteurs à l'obstruction.
- Fruits et feuillages non lessivés.
- La présence permanente des canalisations peut gêner certaines activités telles que le passage des engins.
- Accumulation des sels à la circonférence du bulbe humidifié.
- Difficulté de déterminer le volume minimal de sol à humecter.
- Coût d'installation assez élevé.

Conclusion

Lors de ce chapitre on a essayé de donner une idée globale sur les différentes techniques d'irrigation sous pression, cela en expliquant leur mode de fonctionnement, leurs champs d'utilisation, ainsi que leurs avantages et inconvénients. Cela ne nous a pas empêché de donner un bref aperçu sur les autres méthodes d'irrigation qui sont l'irrigation de surface et la sub-irrigation.

Il est à noter aussi que les principaux facteurs ayant encouragé l'utilisation de l'irrigation sous pression sont la rentabilité et l'efficacité élevée.

Dans notre cas le réseau qu'on projettera vise à irriguer une parcelle plantée d'arbres, donc le choix le plus judicieux est la micro irrigation.

CHAPITRE III

Etude hydrologique

Introduction

Avant dimensionnement de tout réseau d'irrigation, un bilan hydrique doit être fait afin de déterminer le déficit hydrique des cultures et d'en déduire les besoins nets et brutes à partir desquels on pourra ensuite calculer les diamètres des différents tronçons du réseau.

Le bilan étant basé sur les données de l'année hydrologique de probabilité de 80%, pour reconstituer cette dernière, une étude hydrologique doit être réalisée. Pour cela une série de pluies de plusieurs années (au moins 20 ans) du site à étudier est indispensable. Cette dernière sera l'objet d'un calcul ou d'un test d'homogénéisation, suivi d'une étude fréquentielle à loi normal, ou à la loi log normal puis choisir celle qui convient le plus à la série traitée, et c'est le but du chapitre si présent.

III.1 Présentation de la station pluviométrique

Vu l'absence d'une station pluviométrique à la région d'AMIZOUR ainsi qu'aux régions avoisinantes, on a opté pour la station de Béjaïa aéroport située à 25Km de la zone d'étude, le tableau suivant indique les caractéristiques de la station :

Tableau III.1: Coordonnées de la station pluviométrique Béjaïa Aéroport

Nom de la station	Code	Coordonnées UTM		Altitude (m)	Période d'observation	Nombre d'années observées
		Latitude	Longitude			
Béjaïa aéroport	6040200	36°72'	05°07'	02	1975-2004	30

L'Office National Météorologique (ONM)

La série des précipitations de la station de « Béjaïa aéroport » est donnée au tableau ci-dessous :

Tableau III.2: Répartition mensuelle et annuelle des pluies

Année	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Σ
1975	52,7	90,7	114,9	27,8	89,4	17,8	0	37	39,8	9,3	228,8	84,2	792,4
1976	131,5	140,6	63,6	72,1	47,1	30,8	47,3	18,7	47,3	99,7	137,1	72,7	908,5
1977	92,3	19,4	38,6	109,3	38,5	6,6	0,4	5,7	8,1	27,7	204,5	14,7	565,8
1978	124,5	78,9	144,1	111,9	50,8	1,9	0,1	0	15,2	90,4	109,6	10,1	737,5
1979	49,8	117,6	72,5	110,6	21,6	17,2	18,7	47	73,7	36,8	100,6	13,9	680
1980	48,5	26,5	118,3	94,3	35,6	1,7	1,3	4	2,7	42,9	154,9	386,2	916,9
1981	51,4	100	96,2	43,9	21,2	24	2,1	27,9	3,2	48,7	51,7	90,4	560,7
1982	314,8	100,2	57,7	51,9	74,4	0,8	0,4	39,4	23,1	107,7	122,1	226,4	1118,9
1983	11,2	35,3	44,2	150	14	0,1	1,8	10,2	2,5	57	59	69,5	454,8
1984	221,4	189,7	90	25,5	60	8,9	0	3,6	17,4	262,6	6	215	1100,1
1985	92,3	72,9	59,7	69,5	48,6	15,5	5,8	11,9	32,8	54,3	87,8	92	643,1
1986	136,2	88	67,9	78,3	52	14,3	4,1	4,6	29,2	73,1	126,3	135,1	809,1
1987	72,8	161,9	74,2	40,9	47,3	5,7	3,6	2,1	26,9	25,5	216,2	33,2	710,3
1988	39,9	94,7	69,2	56,3	44,9	50,2	0	1,8	61,1	0,9	141,5	206,8	767,3
1989	91,8	13,7	34,1	124,4	0,3	16,4	2	12,3	49,1	48,5	67,5	33,8	493,9
1990	123,9	0	43,7	58,4	85,8	16,9	8,7	2,5	3,4	41,4	72,2	295,5	752,4
1991	75,9	94,9	168,5	33,5	38,7	2,4	0,4	8	81,2	188,1	36,9	44,1	772,6
1992	160,6	53,3	15,9	25	47,6	37	3,4	0	3,1	31,8	52,5	260,4	690,6
1993	68	78,8	37,9	101,3	48,4	2	0	5,8	47,2	73,1	51,9	81,8	596,2
1994	64,5	67,5	0,5	63,8	4,2	0,9	0	0,2	119,7	63,5	21,6	155,5	561,9
1995	204	48	106	37	5	22	0	16	36	23	40	46	583
1996	88	222	59	85	42	25	6	17	30	36	55	53	718
1997	44	17	16	44	8	15	6	21	50	112	100	81	514
1998	26	67	44	97	157	4	0	2	75	41	120	98	731
1999	230	115	79	63	31,9	9,8	2,9	22,4	39,7	56,9	73,7	83,6	807,9
2000	72,9	21,8	14	27,3	53,9	5,3	1,4	0	13	76,5	30,9	65,7	382,7
2001	212	70,2	9,2	65,9	37,1	1,3	0	12,1	47,3	2,9	103,9	70,9	631,5
2002	68,9	103,6	57,5	18,1	23,5	11,2	4,6	7,3	53,5	69,9	98,4	157,4	673,9
2003	310	69	30,7	220,6	26,5	1	8,2	1,5	114,1	75,5	45,6	205,5	1108,2
2004	147,9	54,6	86,9	110,4	69,9	26	0	5	18,8	30,4	177,7	128,4	856
Moy	114,3	80,4	63,8	73,9	44,2	13,1	4,3	11,6	38,8	63,6	96,5	117,0	721,4

Source : L'Office National Météorologique (ONM)

III.2 Vérification l'homogénéité de la série pluviométrique

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

La détection des anomalies et leur correction si elles en existent, passe obligatoirement par un test d'homogénéisation. Plusieurs types de tests existent et dans notre cas on utilisera le **test des rangs** ou **test de wilcoxon**. C'est le plus puissant des tests non paramétriques qui se base sur le principe suivant :

Si l'échantillon X est issu d'une même population Y, l'échantillon XUY (union de X et de Y) en est également issu. On procède ainsi:

Soit une série d'observations de longueur N à partir de laquelle on tire deux échantillons X et Y: N1 et N2 sont respectivement les tailles de ces échantillons, avec $N = N_1 + N_2$ et $N_1 < N_2$.

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

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

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

$$W_x = \sum (\text{Rang}_x)$$

W_x : Somme des rangs des sous série (x)

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

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

Le tableau suivant détaille le procédé de Test d'homogénéité pour notre la station :

Tableau III.3: Test d'homogénéité de Wilcoxon

Rang	Série d'origine P (mm)	Série Y (mm)	Série X (mm)	Trie (mm)	Y U X (mm)
1	792,4	792,4	561,9	1118,9	Y
2	908,5	908,5	583	1108,2	X
3	565,8	565,8	718	1100,1	Y
4	737,5	737,5	514	916,9	Y
5	680	680	731	908,5	Y
6	916,9	916,9	807,9	856	X
7	560,7	560,7	382,7	809,1	Y
8	1118,9	1118,9	631,5	807,9	X
9	454,8	454,8	673,9	792,4	Y
10	1100,1	1100,1	1108,2	772,6	Y
11	643,1	643,1	856	767,3	Y
12	809,1	809,1		752,4	Y
13	710,3	710,3		737,5	Y
14	767,3	767,3		731	X
15	493,9	493,9		718	X
16	752,4	752,4		710,3	Y
17	772,6	772,6		690,6	Y
18	690,6	690,6		680	Y
19	596,2	596,2		673,9	X
20	561,9			643,1	Y
21	583			631,5	X
22	718			596,2	Y
23	514			583	X
24	731			565,8	Y
25	807,9			561,9	X
26	382,7			560,7	Y
27	631,5			514	X
28	673,9			493,9	Y
29	1108,2			454,8	Y
30	856			382,7	X

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

Tableau III.4 : Résultats du test d'homogénéité de Wilcoxon

N1	N2	Wmin	Wx	Wmax
11	19	124.46	190	216.54

$$124.46 < W_x = 190 < 216.54$$

La condition de **M' Wilcoxon** est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelles de la station **Béjaia aéroport** est homogène.

III.3 Etude de l'échantillon et choix de la loi d'ajustement

III.3.1 Loïs d'ajustement utiles pour l'étude

La pluviométrie est souvent ajustable à des lois statistiques très nombreuses, on utilise pour notre projet celle qui garantit le meilleur ajustement possible, dans notre cas on utilisera :

Loi de Gauss ou loi Normale.

Loi de Galton ou loi log –Normale.

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

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

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

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

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

Tableau III.5 : Données de l'échantillon d'étude

Etude de l'échantillon					
Année	Observation (mm)	probabilité	Année	Observation (mm)	probabilité
1975	792	0.6456	1990	752	0.5485
1976	908	0.7104	1991	772	0.6133
1977	565	0.2249	1992	690	0.3867
1978	737	0.5162	1993	596	0.2896
1979	680	0.3544	1994	561	0.1926
1980	916	0.7427	1995	583	0.2573
1981	560	0.1602	1996	718	0.4515
1982	1120	0.8398	1997	514	0.1278
1983	454	0.0631	1998	731	0.4838
1984	1100	0.7751	1999	1270	0.9369
1985	1120	0.8722	2000	382	0.0307
1986	1390	0.9693	2001	631	0.3220
1987	710	0.4191	2002	1180	0.9045
1988	767	0.5809	2003	1110	0.8074
1989	493	0.0955	2004	856	0.6780

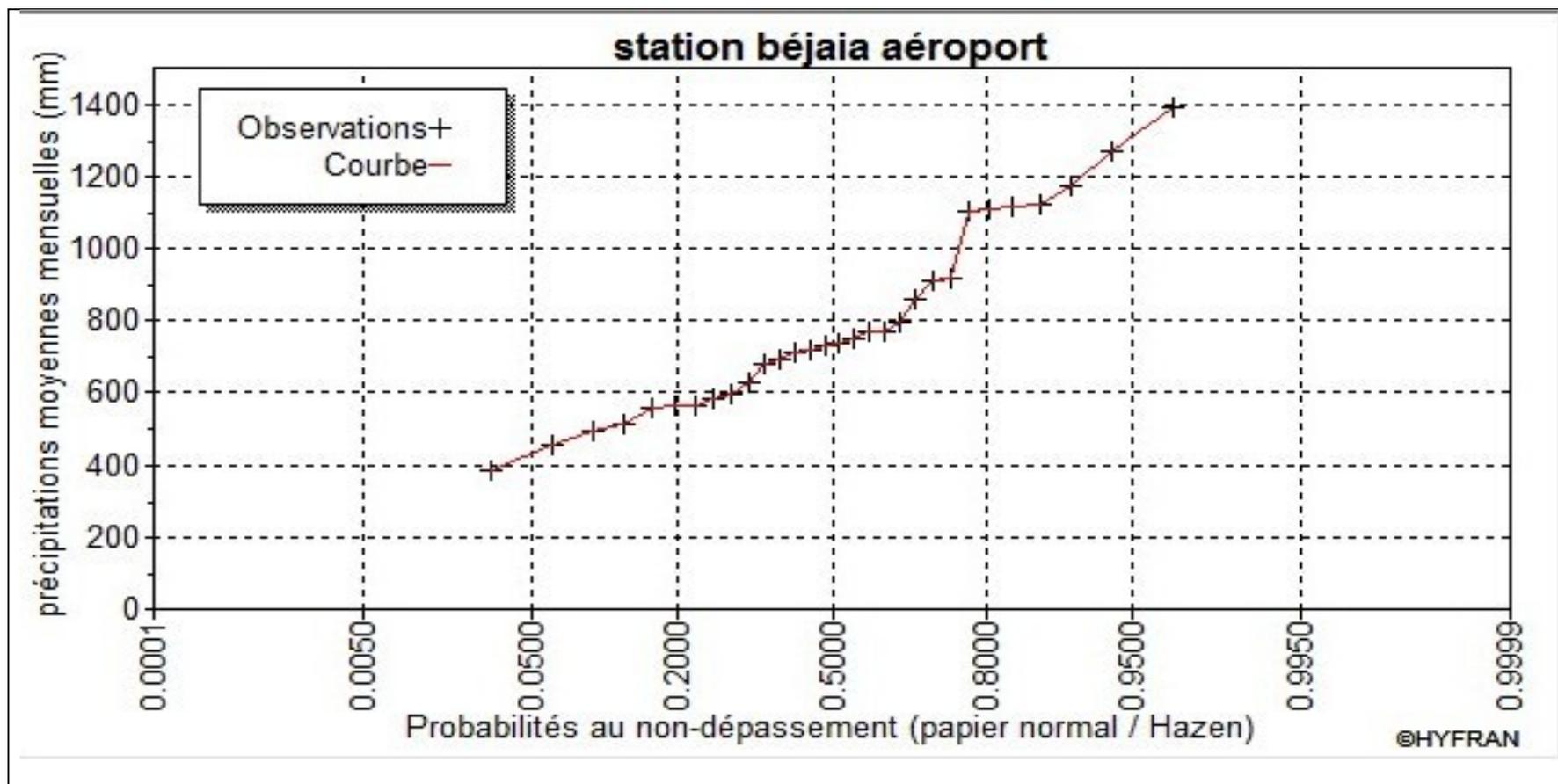


Figure III.1: L'allure des points sur du papier à probabilité.

III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique

On soumet la série pluviométrique annuelle de la station retenue aux ajustements à la loi Normale, la loi log –normale.

a. Ajustement a la loi normale (gauss)

L'ajustement des séries par la loi normale appelée souvent loi de Gauss s'adapte bien avec les pluies moyennes annuelles. En effet sa fonction de répartition est de la forme

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \text{Exp}\left(\frac{-1}{2x\mu^2}\right) du$$

(Fréquence au non dépassement)

U est variable réduite de gauss. Elle est donnée par :

$$U = \frac{X - \bar{X}}{\delta}$$

La transformation $X = \bar{X} + \delta U$ est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

Pour les calculs on a utilisé le logiciel HYFRAN .Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station Béjaia Aéroport sont regroupées dans le **tableau III.6** dressé à la page suivante.

Tableau III.6 : Les résultats d'ajustement à la loi normale(Gauss)

Ajustement Normal					
Station Béjaia Aéroport :					
Résultats de l'ajustement Normale (Maximum de vraisemblance)					
Nombre d'observations: 30					
Paramètres :					
mu : 788.466667					
sigma : 258.620176					
Quantiles :					
q = F(X) (probabilité au non-dépassement)					
T = 1/ (1-q)					
T	Q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	1750	135	1490	2010
2000.0	0.9995	1640	121	1400	1880
1000.0	0.9990	1590	115	1360	1810
200.0	0.9950	1450	99.4	1260	1650
100.0	0.9900	1390	92.0	1210	1570
50.0	0.9800	1320	84.2	1150	1480
20.0	0.9500	1210	73.1	1070	1360
10.0	0.9000	1120	64.2	994	1250
5.0	0.8000	1010	55.2	898	1110
3.0	0.6667	900	49.4	803	997
2.0	0.5000	788	47.2	696	881
1.4286	0.3000	653	50.5	554	752
1.2500	0.2000	571	55.2	463	679
1.1111	0.1000	457	64.2	331	583
1.0526	0.0500	363	73.1	220	506
1.0204	0.0200	257	84.2	92.1	422
1.0101	0.0100	187	92.0	6.26	367
1.0050	0.0050	122	99.4	-72.7	317
1.0010	0.0010	-10.8	115	-236	215
1.0005	0.0005	-62.6	121	-300	175
1.0001	0.0001	-173	135	-438	91.0

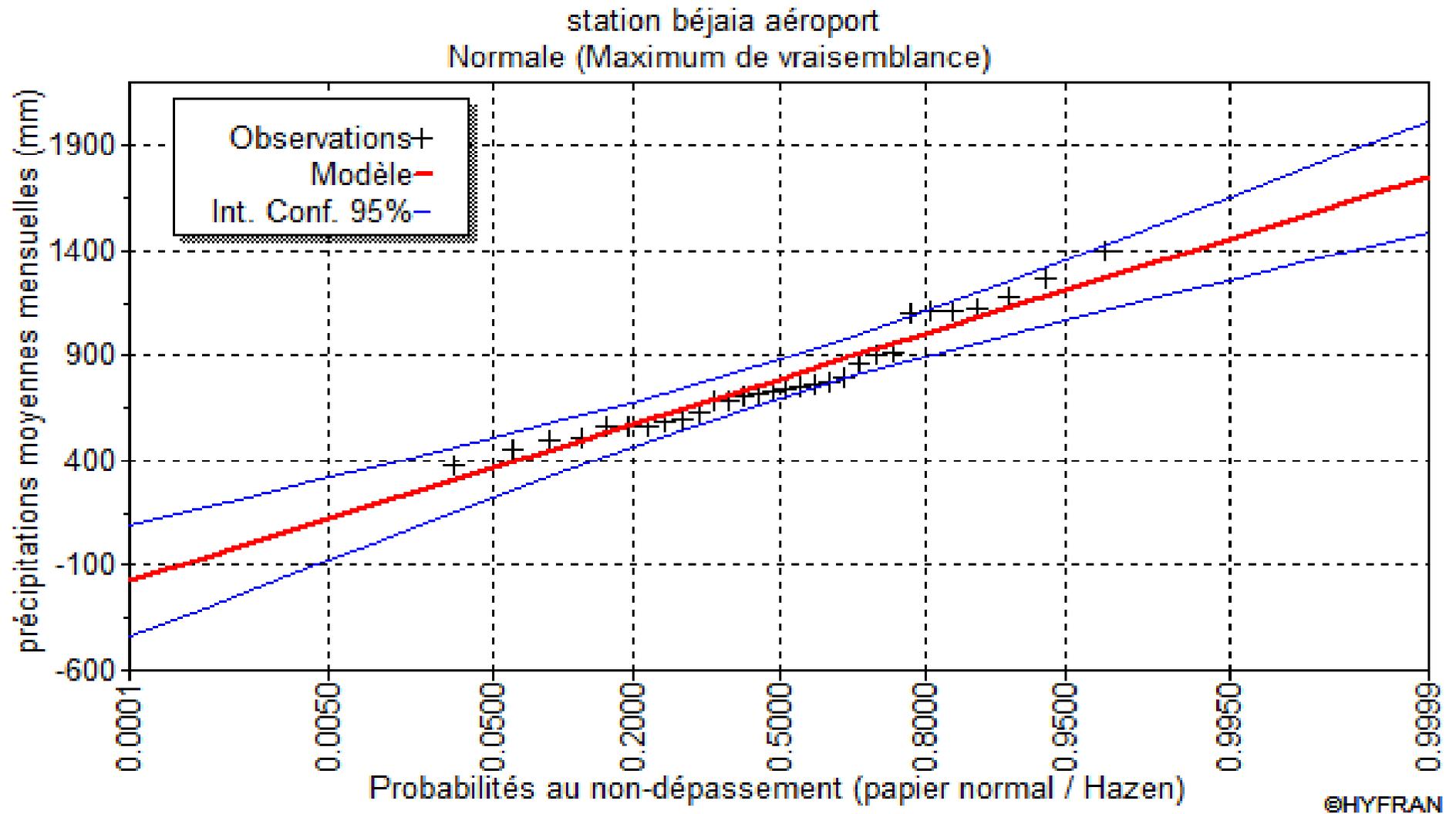


Figure III.2 : Allure des points sur le papier à probabilité d'ajustement à la loi normale(Gauss)

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

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

Tableau III.7 : Résultats de l'ajustement à la loi log-normale(Galton).

Ajustement Log-Normal					
Station Béjaia Aéroport :					
Résultats de l'ajustement Log-normale (Maximum de vraisemblance)					
Nombre d'observations: 30					
Paramètres :					
mu : 6.619556					
sigma : 0.323010					
Quantiles :					
q = F(X) (probabilité au non-dépassement)					
T = 1/ (1-q)					
T	Q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	2490	420	1670	3310
2000.0	0.9995	2170	329	1530	2810
1000.0	0.9990	2030	292	1460	2610
200.0	0.9950	1720	214	1300	2140
100.0	0.9900	1590	183	1230	1950
50.0	0.9800	1460	153	1160	1760
20.0	0.9500	1280	117	1050	1500
10.0	0.9000	1130	91.0	956	1310
5.0	0.8000	984	67.8	851	1120
3.0	0.6667	861	53.2	757	966
2.0	0.5000	750	44.2	663	836
1.4286	0.3000	633	39.9	555	711
1.2500	0.2000	571	39.4	494	648
1.1111	0.1000	495	39.7	418	573
1.0526	0.0500	441	40.3	362	520
1.0204	0.0200	386	40.6	306	466
1.0101	0.0100	354	40.6	274	433
1.0050	0.0050	326	40.5	247	406
1.0010	0.0010	276	39.7	198	354
1.0005	0.0005	259	39.2	182	336
1.0001	0.0001	225	38.0	151	300

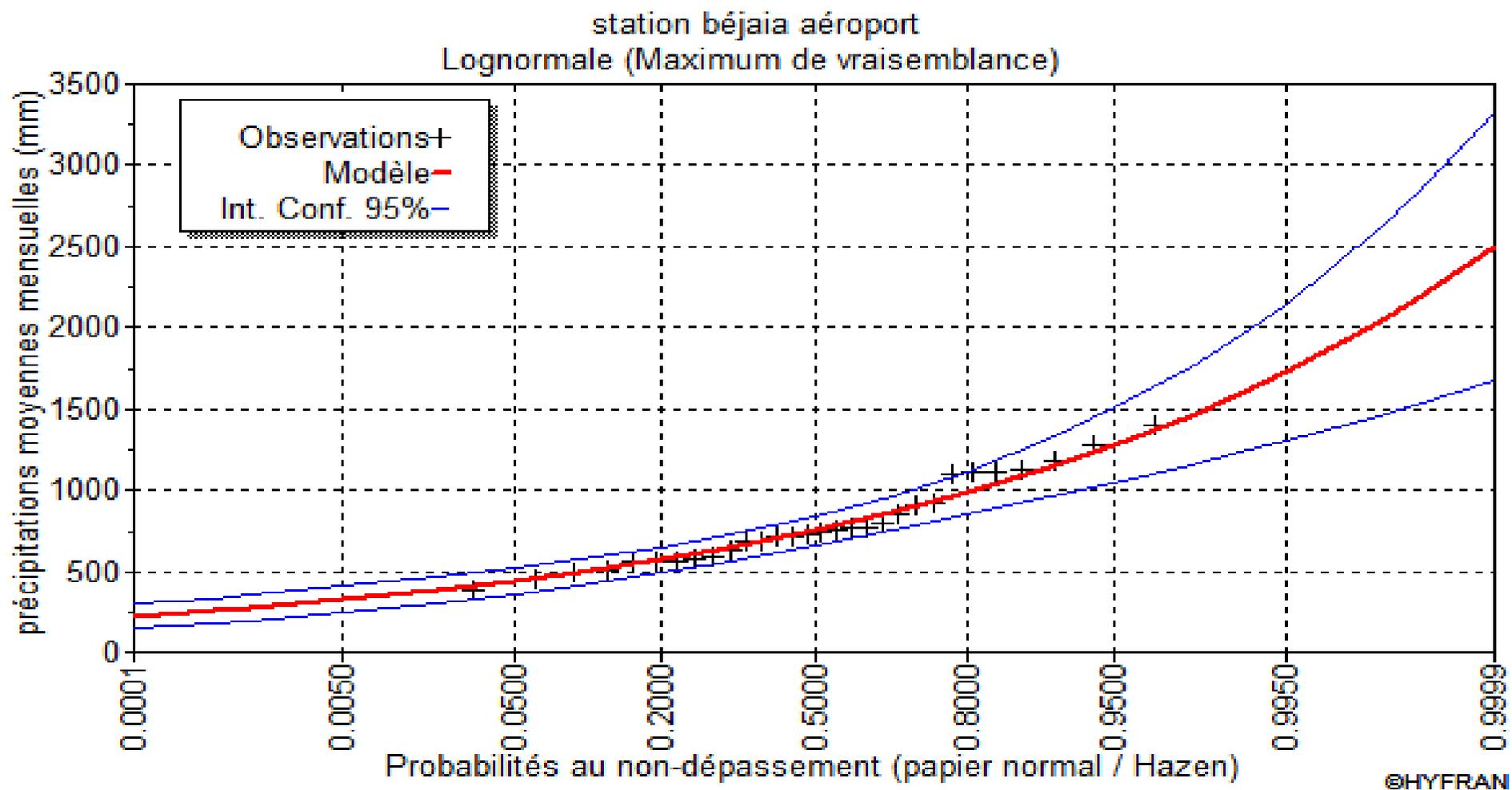


Figure III.3 : L'allure des points sur le papier à probabilité d'ajustement à la loi log normale

c. Test de validité d'un ajustement :

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 les plus employés, est le test du *Khi carré* χ^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 classe (intervalle) K contenant chacune ni valeurs expérimentales. Le nombre Vi 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 dont la répartition a été étudiée par Pearson, est définie par l'expression suivante :

$$x^2 \text{ calculée} = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

n_i : nombre d'observations contenues dans la classe i .

v_i : nombre d'observations théoriques calculés dans la classe i .

$$\gamma = k - 1 - m$$

Avec :

k : nombre de classes.

γ : degré de liberté.

m : Nombre de paramètres, dont dépend la loi de répartition ; m=2 : pour la loi de **Gumbel et Gauss.**

On cherche dans la table de Pearson (**Annexe 01**) la probabilité de dépassement correspondante au nombre de degré de liberté, définie ci-dessus par λ . Si cette probabilité est supérieure 0,05 l'ajustement est satisfaisant.

➤ **Test de validité de l'ajustement à la loi Normale**

Le test de validité de *Khi carrée* pour l'ajustement à la loi Normale est fait à l'aide du logiciel HYFRAN.

Les résultats obtenus sont les suivants :

$$\text{Khi carré} = 9.20 = \chi^2_{\text{calculée}}$$

$$\text{Probabilité } p(\chi^2_{\text{calculée}}) = 0,0563$$

$$\text{Degrés de liberté : } \gamma = 4$$

$$\text{Nombre des classes } k = 7$$

➤ **Test de validité de l'ajustement à la loi Log-Normale**

De la même manière que pour la loi normale on a obtenu les résultats suivants :

$$\text{Khi carré} = 9.20 = \chi^2_{\text{calculée}}$$

$$\text{Probabilité } p(\chi^2_{\text{calculée}}) = 0,0563$$

$$\text{Degrés de liberté : } \gamma = 4$$

$$\text{Nombre des classes } k = 7$$

Le test de *Khi carré* montre que les deux lois présentent une même adéquation. Sur la table de *Pearson* $\chi^2_{\text{théorique}} = 9,488$; pour $\alpha = 5\%$ et $\gamma = 4$

Donc : $\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ (pour les deux lois).

L'adéquation de la loi est bonne autrement dit l'ajustement est bon pour une probabilité $1-\alpha$ soit 95%.

Graphiquement il est nettement remarquable que la loi log normale est la plus adéquate.

Donc l'ajustement à la loi **Galton** (log normal) aux précipitations annuelles est à considérer.

IV.2.4. Détermination de l'année de calcul

Puisque la loi de *Galton* est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne annuelle représentative de la région. la probabilité de calcul doit être prise entre 75% et 90%.

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

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

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

D'après le tableau de l'Ajustement à la loi log normale on trouve

$$P_{80\%}=984\text{mm et } P_{50\%}=750 \text{ d'où } \frac{P_{80\%}}{P_{50\%}} = 1.31$$

On remarque que $\frac{P_{80\%}}{P_{50\%}} > 1$ donc l'année de calcul sera obtenue par la loi

$$P_{80\%} = P_{i,moy} \times \frac{P_{20\%}(\text{annuelle})}{P_{50\%}(\text{annuelle})}$$

Revenant toujours au tableau de l'Ajustement à la loi log normale on trouve

$$P_{20\%}=570\text{mm d'où } \frac{P_{20\%}}{P_{50\%}} = 0.76$$

D'où l'année de précipitations de probabilité 80% sera comme suit

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

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Σ
P_{moy}	114,3	80,4	63,8	73,9	44,2	13,1	4,3	11,6	38,8	63,6	96,5	117,0	721,4
P_{i,80%}	86,84	61,12	48,49	56,16	33,57	9,92	3,27	8,79	29,49	48,31	73,31	88,94	548,23

Conclusion

Au terme de ce chapitre on a reconstitué l'année hydraulique de probabilité 80%, qui nous sera utile pour le calcul de l'évapotranspiration et des besoins en eaux des cultures.

La reconstitution c'est faite suivant les étapes ci dessous :

- On a d'abord vérifié l'homogénéité de la série pluviométrique.
- On a fait l'ajustement de la série aux lois; normale (Gauss), puis log-normale (Galton).
- Puis on a vérifié la validité de ces deux lois, à l'aide du test *Khi carré*.

Il est à noter que le test de validité a révélé que les deux lois utilisées étaient adéquates à l'ajustement de notre série pluviométrique, et que notre choix c'est porté graphiquement sur la loi log-normale (Galton).

CHAPITRE IV

Calcul des besoins en eaux des cultures

Introduction

Toute plante a des exigences vis-à-vis du climat au sein duquel elle pousse. Celles-ci se traduisent par un certain nombre de besoins climatiques : besoins en rayonnement solaire intercepté par le feuillage, besoins thermiques pour l'accomplissement de son développement, besoins en eau pour sa croissance essentiellement.

Pour certaines cultures, dites de printemps-été et semées, en régions méditerranéennes, en général entre la fin du mois de mars et le début du mois de mai, une part importante des fluctuations interannuelles des rendements est due à ce qu'on appelle le « déficit hydrique ». Celui-là peut être quantifié par différentes variables. Il correspond à une situation où la culture n'a pas pu trouver dans le sol et en extraire l'eau qui lui aurait été nécessaire pour évapotranspirer de la même manière que si elle avait été irriguée, et donc bien alimentée en eau. Pour la plante, l'état de sécheresse correspond donc à un « manque d'eau ». À partir du moment où une plante subit un déficit hydrique croissant, elle commence à réduire, dans un premier temps, l'ouverture de ses stomates, puis elle réagit par une diminution, d'abord, de la croissance de ses cellules, ensuite, du processus de photosynthèse. (9)

IV.1 Calcul des besoins en eau par la méthode du bilan hydrique

Les besoins en eau d'une culture sont la lame d'eau en millimètre nécessaire pour compenser son évapotranspiration (10). Ces besoins la sont souvent déterminés par la méthode du bilan hydrique donné par la formule :

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

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

ETM_i : évapotranspiration maximale du mois en cour (mm)

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

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

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

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

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

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

H_{pf} : Humidité pondérale en % au point de flétrissement, elle correspond à une capacité de succion racinaire voisine de 15 bars. (10)

Y : Coefficient de tarissement

Z : La profondeur racinaire (mm)

Da : Densité apparente du sol

IV.2 Généralités sur l'évapotranspiration

IV.2.1 Définition de l'évapotranspiration (9)

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

On distingue trois types d'évapotranspiration :

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

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

b. L'évapotranspiration réelle (ETR)

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

c. L'évapotranspiration maximale (ETM)

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

IV.2.2 Le coefficient cultural k_c

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

$$k_c = \frac{ETM}{ETP} \dots \dots \dots (IV.3)$$

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

IV.2.3 Eléments climatiques intervenants dans le processus d'évapotranspiration

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

Cinq variables météorologiques sont principalement utilisées:

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

IV.2.4 Méthodes de détermination de l'évapotranspiration

L'évapotranspiration peut être estimée expérimentalement ou de manière empirique.

a. Méthodes expérimentales

- Les bacs d'évaporation.
- Les lysimètres.
- Les stations expérimentales

b. Méthodes empiriques

IV.3 Formules empiriques calculant l'évapotranspiration

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

Et voici quelques exemples de ces formules :

IV.3.1 Calcul de l'évapotranspiration réelle ETR

a. Formule de TURC (11)

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

$$ETR = \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots \dots \dots (IV.4)$$

Avec :

P : précipitation moyenne annuelle (mm).

L : pouvoir évaporant de la température.

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

T : température moyenne annuelle en °C.

b. Formule de COUTANGE (11)

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

Son application est restreinte à la condition suivante :

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

La formule est la suivante :

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

Avec :

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T} \dots \dots \dots (IV.7)$$

P : lame moyenne annuelle précipitée en mm.

T : température moyenne annuelle en °C.

IV.3.2 Calcul de l'évapotranspiration potentielle ETP

a. Formule de THORNTHWAITE (1)

La formule est comme suit :

$$ETP = 1,6 \times \left(\frac{10T}{I}\right)^a \times K \dots \dots \dots (IV.8)$$

ETP : L'évapotranspiration potentielle mensuelle

I: indice thermique annuel tel que

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

i : indice thermique mensuel

T : température moyenne mensuelle en (c°).

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

$$a = \left[\frac{1,6}{100}\right] I + 0,5 \dots \dots \dots (IV.9)$$

b. Méthode de BLANEY et CREADDLE (11)

La formule est :

$$ETP = K \times P \times T \dots \dots \dots (IV.10)$$

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

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

T : Température en Fahrenheit (F°).

c. Méthode de PENMAN et MONTEITH modifiée

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

$$ET_0 = C \times [W \times R_n + (1-W) \times F(u) \times (e_a - e_d)] \dots \dots \dots (IV.11)$$

Tel que :

ET₀ : représente l'évapotranspiration de référence, exprimées en mm /mois.

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

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

$F(u)$: fonction liée au vent.

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

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

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

IV.4 calcul des besoins en eau à l'aide du CROPWAT

Dans notre travail on optera pour la formule de Penman et Monteith modifiée car elle prend en considération le plus grands nombre de paramètres climatologiques susceptibles d'intervenir dans l'évapotranspiration.

Le calcul se fera à l'aide du logiciel CROPWAT basé sur la formule choisie Penman et Monteith et qui permet d'avoir des résultats plus précis car il fait rentrer un paramètre très important qui est la géographie celle-ci qui rassemble l'altitude la latitude et la longitude du site. Sans oublier qu'il prend en considération la notion des pluies efficaces.

IV.4.1 Calcul de l'évapotranspiration potentielle

Pour ce faire on introduit dans le Cropwat les données climatologiques nécessaires, qui sont la température, l'humidité relative, la vitesse du vent et l'insolation, tout en faisant attention aux unités de mesures.

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

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

Tableau IV.1 : évapotranspiration potentielle journalière calculée par le logiciel CROPWAT

Pays : Algérie					Station : Béjaia Aéroport	
Altitude : 02m		Latitude : 36°72' N			Longitude : 05°07'E	
Mois	Temp Moy (°C)	Humidité (%)	Vent (m/s)	Insolation (heures)	Ray. (MJ/m ² /jour)	ETo (mm/j)
Janvier	12.5	75	3.0	5.0	8.6	1.51
Février	12.5	76	2.9	6.1	11.8	1.81
Mars	14.3	75	2.6	7.0	15.8	2.47
Avril	15.6	76	2.8	8.1	20.0	3.16
Mai	18.7	78	2.4	8.5	22.1	3.78
Juin	22.6	70	2.5	10.1	25.0	5.00
Juillet	25.0	68	2.6	10.7	25.5	5.51
Août	26.4	67	2.7	9.8	22.9	5.32
Septembre	23.7	69	2.7	7.5	17.4	3.96
Octobre	22.0	68	3.0	6.7	13.4	3.29
Novembre	16.2	67	3.3	5.3	9.8	2.27
Décembre	13.4	68	3.5	4.8	7.8	1.92
Moyenne	18.6	71	2.8	7.5	16.6	Σ=40.02

IV.4.2 Calcul des besoins net des cultures

Pour obtenir les valeurs de l'ETR, et les besoins nets d'irrigation il est obligatoire d'introduire les valeurs de la pluie, choisir les cultures à irriguer et indiquer la qualité du sol.

a. Les pluies efficaces

La pluie efficace est définie comme étant la quantité de pluie ayant véritablement servi à la satisfaction des besoins de la culture en eau, pour la déterminer il faut juste estimer la fraction perdu par ruissellement, évaporation ou par percolation et la soustraire de la quantité de pluie de probabilité désignée dans notre cas on prend :

$$P_{\text{eff}} = 0.8 \times P_{80\%} \dots \dots \dots (IV.12)$$

Tableau IV.2 : pluies efficaces extraites des pluies de probabilité 80%

	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
P_{80%} (mm)	86.8	61.1	48.5	56.2	33.6	9.9	3.3	8.8	29.5	48.3	73.3	88.9
P_{eff} (mm)	69.5	48.9	38.8	45.0	26.9	7.9	2.6	7.0	23.6	38.6	58.6	71.1

b. Choix des cultures

Le choix du type de cultures à mettre en place doit tenir obligatoirement compte de :

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

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

Notre parcelle étant située juste aux frontières de l'ancien lit de la vallée de la Soummam c'est à dire à la rive, les cultures aménagées dedans sont les agrumes (Oranges, Mandarines, Citron, Clémentines), les vignes elles c'est nous qui les ont proposées (raisins de table).

c. Calcul des besoins nets

Une fois les données introduites dans le logiciel CROPWAT, l'évapotranspiration potentielle ainsi que les pluies efficaces calculées, on choisit la culture et le type de sol, disponibles comme fichiers contenant leurs différentes caractéristiques et introduits dans la base de données du logiciel ce qui lui permettra de faire le bilan et de déduire les besoins nets, qui sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.3 : Besoins nets partiels et totaux calculés par le logiciel CROPWAT

	Kc		ETR (mm)		Besoins net (mm)		
	Vigne	Agrume	Vigne	Agrume	Vigne	Agrume	Bvin+Bagr
Janvier	0,4	0,68	35,6	30,6	0	0	0
Février	0,4	0,7	17,6	37,5	0	0	0
Mars	0,45	0,7	30,8	53,8	0	15	15
Avril	0,72	0,7	37,8	66,2	0	21,4	21,4
Mai	0,85	0,7	47,8	83,6	21	56,9	77,9
Juin	0,85	0,7	59,1	103,3	51	95,3	146,3
Juillet	0,85	0,7	71,2	117,9	68,4	115,1	183,5
Aout	0,85	0,69	105,3	112,6	98,3	105,5	203,8
Septembre	0,85	0,68	103,6	83	80,1	59,6	139,7
Octobre	0,58	0,66	87,9	67,8	49,1	29,1	78,2
Novembre	0,4	0,65	58,9	45	5,3	0	5,3
Décembre	0,4	0,65	29,5	22,5	0	0	0

d. Volumes d'eau nécessaires à combler le déficit hydrique

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

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

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

	Raisin		Agrume		Besoins tataux	
	Surface: 42 ha		Surface: 98 ha			
	Bnet(mm)	Bnet(m3/ha)	Bnet(mm)	Bnet(m3/ha)	Bnet(mm)	Bnet(m3)
Janvier	0	0	0	0	0	0
Février	0	0	0	0	0	0
Mars	0	0	15	150	15	14700
Avril	0	0	21,4	214	21,4	20972
Mai	21	210	56,9	569	77,9	61168
Juin	51	510	95,3	953	146,3	114814
Juillet	68,4	684	115,1	1151	183,5	141526
Aout	98,3	983	105,5	1055	203,8	144676
Septembre	80,1	801	59,6	596	139,7	92050
Octobre	49,1	491	29,1	291	78,2	49140
Novembre	5,3	53	0	0	5,3	2226
Décembre	0	0	0	0	0	0
Annuel	373,2	3732,00	497,9	4979,00	1022,9	641272

Conclusion

Après calcul des besoins en eaux des cultures on remarque que le mois de pointe est le mois d'Aout avec un déficit hydrique total de 203.8 mm.

La culture la plus exigeante est l'agrume avec des besoins de pointe en juillet avec 115.1 mm.

Parlant en terme de volumes on remarque que le volume de pointe est de 144676m^3 en mois de d'Aout c'est-à-dire près de 4667m^3 par jours, ce qui peut être considéré comme étant un volume assez élevé mais qui peut s'expliquer par la surface importante de la parcelle (140 ha) et du type des cultures mises en place.

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

CHAPITRE V

Dimensionnement des ouvrages de stockage de transfert et de distribution

Introduction

La parcelle à laquelle on s'intéresse est d'une aire totale de 140 hectares, plantée de deux cultures qui sont les agrumes sur 98 hectares, et les vignes de table avec 42 hectares. Un forage est déjà installé dans la parcelle.

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

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

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

Choisir les pompes les plus adéquates pour l'adduction, et si nécessaire pour la distribution.

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

V.1 Calcul des différentes doses et durées d'irrigation

V.1.1 Calcul des doses d'irrigation

a. Calcul de la dose nette pratique d'irrigation

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

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

$$D_p = (H_{cc} - H_{pf}) \cdot Y \cdot Z \cdot P\% \dots \dots \dots (V.1)$$

Tel que : notre sol est de texture argilo limoneux sableuse

H_{cc} : humidité à la capacité au champ

H_{pf} : humidité au point de flétrissement

Y : degré d'extraction de l'eau du sol ; $Y = 0,66$

Z : profondeur d'enracinement ; (mm)

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

Il est en fonction de :

* S_1 : écartement entre les rampes (m)

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

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

Dans notre cas le sol est de texture argilo-limono-sableuse ($H_{cc}=22\%$ et $H_{pf}=10$)

Application numérique

- **Agrumes**

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

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

D'où $D_p = (0,22-0,10) \times 0,66 \times 1200 \times 0,48$

$D_p=45.62\text{mm}$

- **Vingres**

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

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

D'où $D_p = (0.22-0.10) \times 0,66 \times 1200 \times 0,4$

$D_p=38.02\text{mm}$

b. Calcul de la dose nette réelle d'irrigation

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

c. Calcul de la dose brute

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

$$D_{\text{brut}}=D_r/R_p \dots \dots \dots (V.2) \quad \text{si } R_p \leq 1$$

$$D_{\text{brut}}=D_r \times R_p \dots \dots \dots (V.3) \quad \text{si } R_p > 1$$

$$R_p=E \times C_u \dots \dots \dots (V.5)$$

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

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

Dans notre cas on utilise la formule (V.2).

d. Calcul des besoins journaliers réduits

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

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

- La formule de Keller et Karmeli (1974) :

$$K_r = \frac{C_s}{0,85} \dots\dots\dots (V.6)$$

Plafonnée à 1

- La formule de Freeman et Garzoli :

$$K_r = C_s + 0,5(1 - C_s) \dots\dots\dots (V.7)$$

- La formule de Decroix :

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

- **Agrumes**

Le taux de couverture pour les arbres adultes est $C_s=0.60$ donc on le prend cette valeur pour les agrumes, d'où :

$K_r=0.71$ (Keller et Karmelli)

$K_r=0.80$ (Freeman et Garzoli)

$K_r=0.70$ (Decroix)

L'évapotranspiration maximal journalière du mois de pointe est de $ETM=3.86\text{mm/j}$.

Les besoins nets en irrigation localisé seront réduits à

$$B_j = ETM \times K_r \dots \dots \dots (V.9)$$

On prend $K_r = 0.71$ donc

$$B_j = 2.74 \text{ mm/j}$$

- **Vignes**

Pour la vigne on prend $C_s = 0.50$ donc :

$$K_r = 0.59 \text{ (Keller et Karmelli)}$$

$$K_r = 0.75 \text{ (Freeman et Garzoli)}$$

$$K_r = 0.60 \text{ (Decroix)}$$

On prend $K_r = 0.60$

$$ETM = 3.66 \text{ mm/j}$$

La dose nette journalière réduite est

$$B_j = 3.66 \times 0.60 \quad B_j = 2.20 \text{ mm/j}$$

V.1.2 Calcul de la fréquence et des durées d'arrosage

a. Calcul de la fréquence minimale d'arrosage

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

$$F_{min} = \frac{D_r}{B_j} \dots \dots \dots (V.10)$$

D_r : Dose nette réelle (mm)

B_j : Besoins journaliers réduits (mm/j)

b. Durée des arrosages

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

$$T = \frac{D_{brute} \times S_d \times S_r}{Q_d} \dots \dots \dots (V.11)$$

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

S_d : espacement entre les goutteurs (m).

S_r : espacement entre les rampes(m).

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

- **Agrumes**

Les arbres sont disposés en 5m×5m et chacun aura deux goutteurs espacés d'1m

Le débit d'un goutteur est 2l/h.

- **Vignes**

Les vignes sont disposées de manière suivante

Distance entre les arbres 1.5m

Distance entre les rampes 2m

Chaque arbre aura 1 goutteur de 2l/h

d. Durée journalière d'arrosage

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

$$t_j = \frac{\text{Durée d'arrosage}}{F_{\min}} \dots \dots \dots (V. 12)$$

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

Tableau V.1 : Calcul des doses et durées des irrigations

	D_p (mm)	D_r (mm)	D_{brut} (mm)	ETM_j (mm/j)	C_s
Agrumes	45.62	41.06	50.85	3.86	0.60
Vignes	38.02	34.22	42.38	3.66	0.50
	K_r	B_j (mm/j)	F_{\min}	T	t_j
Agrumes	0.71	2.74	18.56	63h 34min	3h 20min
Vignes	0.60	2.20	19.26	42h 23min	2h 14min

V.2 Dimensionnements du réseau d'irrigation et de l'ouvrage de stockage

V.2.1 Découpage de la parcelle en postes

La parcelle en question est caractérisée par son important étendu, en effet elle a une longueur moyenne de 2000m et d'une largeur variant de 500m à 800m.

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

La parcelle sera découpée en postes de 4 hectares chacun (200m×200m) dans le cas d'agrumes et de 1.5 hectares (100m×150m) pour les vignes.

Les rampes auront des longueurs de 195m et 150m respectivement pour l'agrumes et la vigne. Les portes rampes auront des longueurs de 195 pour les agrumes et 100m

Les rampes et portes rampes situées aux extrémités de la parcelle auront des longueurs adaptées.

La distance entre les arbres dans le cas d'agrumes est de 5m et entre les rangs on a aussi 5m. Pour les vignes la distance entre les arbres est 1.5m et entre les rangs on a 2m.

Chaque arbre sera muni de 2 goutteurs distants de 1m pour les agrumes, alors que pour les vignes chaque arbre sera muni d'un seul goutteur.

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

V.2.2 Calcul des diamètres des rampes et portes rampes

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

a. Calcul du nombre de goutteurs par poste

$$N_g = N_a \times n \dots \dots \dots (V.13)$$

N_a : Nombre d'arbres dans un poste (40×40=1600)

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

D'où $N_g = 3200$ g/poste

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

$$Q_r = Q_g \times N_{g/r} \dots \dots \dots (V.14)$$

Q_g : débit du goutteur

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

N_a/r : nombre d'arbres par rang

$$Q_r = 2 \times 40 \times 2 \quad \text{donc} \quad Q_r = 160 \text{ l/h}$$

Chaque porte rampe compte 40 rampes d'où son débit sera

$$Q_{pr} = 40 \times Q_r \quad Q_{pr} = 6400 \text{ l/h}$$

c. Diamètres des rampes et portes rampes

c.1 Calcul hydraulique du réseau

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

$$D \text{ (cal)} = \left[\frac{P.d.c \times 2,75}{0,478 \times Q^{1,75} L} \right]^{-\frac{1}{4,75}} \dots\dots\dots (V.15)$$

Tel que :

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

L : longueur de la conduite (m)

D: Diamètre de la conduite (mm)

Q : Débit de la conduite (l/h)

Le calcul du diamètre par cette formule consiste à :

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

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

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

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

$$J = \frac{0,478}{2,75} \cdot D^{-4,75} \cdot Q^{1,75} \cdot L \dots\dots\dots (V.16)$$

c.2 Conditions hydrauliques (6)

La variation maximale du débit entre goutteur :

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

La variation maximale de la pression.

$$q = K. H^x \dots\dots\dots(V.17)$$

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

D'où :

$$\Delta q/q(g) = x. \Delta H / H(n) \dots\dots\dots(V.18)$$

Avec :

q (g) : débit nominal du goutteur ;

H (n) : pression nominale.

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

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

La répartition de la perte de charge est :

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

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

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

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

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

c.3 Calcul et choix des diamètres

Le diamètre calculé pour la rampe sera :

$$D_r(\text{cal}) = \left[\frac{1,2 \times 2,75}{0,478 \times 160^{1,75} \times 195} \right]^{-\frac{1}{4,75}}$$

$$D_r(\text{cal}) = 13,11 \text{ mm}$$

La conduite la plus adéquate est une conduite PN2.5 de diamètre nominal 16mm et de diamètre intérieur $D_{\text{int}} = 13,6 \text{ mm}$. (**Annexe 03**)

La perte de charge est de :

$$J = \frac{0.478}{2.75} \times 13.6^{-4.75} \times 160^{1.75} \times 195$$

$$J = 1.01 \text{ m.c.e}$$

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

Tableau V.2 : Caractéristiques des rampes

Culture	L _r (m)	Ng	Q (l/h)	Ph _{th} (mce)	D _(cal) (mm)	D _n (mm)	D _{int} (mm)	Ph _r (mce)
Agrumes	195	80	160	1.2	13.11	16	13.6	1.01
vignes	150	100	200	1.2	13.43	16	13.6	1.13

Le diamètre du porte rampe pour agrumes sera :

$$D_{pr(cal)} = \left[\frac{0,6 \times 2,75}{0,478 \times 6400^{1,75} \times 195} \right]^{-\frac{1}{4,75}}$$

$$D_{pr(cal)} = 59.04 \text{ mm}$$

On prend le diamètre normalisé $D_{pr} = 75 \text{ mm}$, le diamètre intérieur est $D_{int} = 63.8 \text{ mm}$ la perte de charge sera alors :

$$J = \frac{0.478}{2.75} \times 63,8^{-4.75} \times 6400^{1.75} \times 195$$

$$J = 0.42 \text{ m.c.e}$$

Les caractéristiques des portes rampes sont définies au tableau suivant :

Tableau V.3 : Caractéristiques des portes rampes

Culture	L _{pr} (m)	Nr	Q (l/h)	Ph _{th} (mce)	D _(cal) (mm)	D _n (mm)	D _{int} (mm)	Ph _r (mce)
Agrumes	195	40	6400	0.6	59.04	75	63.8	0.42
Vignes	100	49	9800	0.6	60.01	75	63.8	0.45

Les portes rampes seront de en PN4 dont les diamètres nominaux et intérieurs sont indiqués au tableau précédent. (**Annexe 03**)

V.2.3 Dimensionnement des conduites secondaires

a. Le débit

Le débit de la conduite secondaire sera déterminé en estimant le nombre de goutteurs alimentés à la fois par celle-ci donc :

$$Q_c^{\text{sec}} = N_g \times Q_g \dots \dots \dots (V.19)$$

N_g : nombre de goutteurs.

Q_g : débit d'un goutteur.

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

b. La vitesse

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

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

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

c. Calcul du diamètre

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

$$D_{i,j} = \sqrt{Q_{i,j}} \dots \dots \dots (V.20)$$

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

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

d. Calcul pertes de charge linéaires (12)

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

$$\Delta H_f = J * L = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(V.21)$$

λ : Coefficient de frottement.

D : diamètre intérieur de la conduite.

g : accélération de la pesanteur (g=9.81 m/s²).

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

Le coefficient de frottement λ est défini par la formule de **Colebrook** :

- En régime turbulent (Re>2000) ;

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k}{3.71D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots(V.22)$$

- En régime laminaire (Re≤2000) ;

$$\lambda = \frac{64}{Re} \dots\dots\dots(V.23)$$

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

Re : nombre de Reynolds donné par la formule :

$$Re = \frac{V D}{\nu} \dots\dots\dots(V.24)$$

ν : étant la viscosité cinématique du liquide.

Une autre étude a été faite par M^r **Nikuradsé** pour la détermination de λ , dont la formule de calcul est comme suit :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \dots\dots\dots(V.25)$$

ε étant La rugosité absolue de la paroi intérieure de la conduite, elle est donnée en millimètre. (12)

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

Les résultats de calculs sont représentés au tableau suivant :

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

	Tronçon	L(m)	Ng alimentés	Q (l/h)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	λ	J (m)	Σh _{lin} (m)
Conduite 01	Tr _{1,1}	5	29600	59200	128	125	115,4	1,57	0,0119	0,07	
	Tr _{1,2}	100	23400	46800	114	125	115,4	1,24	0,0119	0,81	
	Tr _{1,3}	150	13600	27200	87	90	83	1,40	0,0126	2,27	
	Tr _{1,4}	150	3800	7600	46	75	63,8	0,66	0,0133	0,70	Σ=3,84
Conduite 02	Tr _{2,1}	15	10850	21700	78	90	83	1,12	0,0126	0,14	
	Tr _{2,1}	100	3900	7800	47	75	63,8	0,68	0,0133	0,49	Σ=0,63
Conduite 03	Tr _{3,1}	5	43350	86700	155	160	147,6	1,41	0,0113	0,04	
	Tr _{3,2}	150	33900	67800	137	160	147,6	1,10	0,0113	0,71	
	Tr _{3,3}	150	24100	48200	116	125	115,4	1,28	0,0119	1,29	
	Tr _{3,4}	150	14300	28600	89	110	101,4	0,98	0,0121	0,89	
	Tr _{3,5}	150	4500	9000	50	75	63,8	0,78	0,0133	0,97	Σ=3,90
Conduite 04	Tr _{4,1}	10	18050	36100	100	90	83	1,85	0,0126	0,27	
	Tr _{4,2}	150	8250	16500	68	90	83	0,85	0,0126	0,83	Σ=1,10
Conduite 05	Tr _{5,1}	5	28500	57000	126	125	115,4	1,52	0,0119	0,06	
	Tr _{5,2}	200	22100	44200	111	125	115,4	1,17	0,0119	1,44	
	Tr _{5,3}	200	15700	31400	93	110	101,4	1,08	0,0121	1,43	
	Tr _{5,4}	200	9300	18600	72	90	83	0,96	0,0126	1,42	
	Tr _{5,5}	200	2900	5800	40	75	63,8	0,50	0,0133	0,54	Σ=4,89
Conduite 06	Tr _{6,1}	15	37080	74160	144	160	147,6	1,21	0,0113	0,08	
	Tr _{6,2}	120	34010	68020	137	160	147,6	1,11	0,0113	0,57	
	Tr _{6,3}	200	23510	47020	114	125	115,4	1,25	0,0119	1,64	
	Tr _{6,4}	200	17110	34220	97	110	101,4	1,18	0,0121	1,69	
	Tr _{6,5}	200	10710	21420	77	90	83	1,10	0,0126	1,88	
	Tr _{6,6}	200	4310	8620	49	75	63,8	0,75	0,0133	1,19	Σ=7,05
	Tr _{6,7}	200	4100	8200	48	63	57	0,887	0,0136	1,90	
	Tr _{6,8}	200	2400	4800	37	63	57	0,519	0,0136	0,65	
	Tr _{6,9}	200	1000	2000	24	40	36	0,546	0,0144	1,47	Σ=5,31

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

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

V.2.4 Dimensionnement de la conduite principale

Elle transite l'eau pompée à partir d'une bache de stockage et de distribution située au point le plus haut de la parcelle, vers les conduites secondaires, elle est constituée de quatre parties (tronçon), chacune alimentant les conduites secondaires lui étant dépendantes.

Le dimensionnement de cette conduite se fera de la même manière avec laquelle on a déterminé les diamètres des conduites secondaires, sauf que cette fois ci, certains tronçons de

la conduite seront transités par de différents débits, suivant le mode de vannage, d'où les diamètres doivent être choisis pour véhiculer le débit maximal, tout en assurant une transition correcte des débits inférieurs (vitesses admissibles).

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

La conduite principale sera en PEHD

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

Tableau V.5: Choix des diamètres de la conduite principale

Tronçon	L(m)	Q _i (l/s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)	D _{int} (mm)	V _{cal} (m/s)	J(m)
A	436,2	q ₁ +q ₂ = 22,51	190,87	200	184,6	0,84	0,93
		q ₃ +q ₄ =34,11				1,27	2,13
		q ₅ +q ₆ =36,43				1,36	2,43
B	214	q ₃ +q ₄ =34,11	190,87	200	184,6	1,27	1,04
		q ₅ +q ₆ =36,43				1,36	1,19
C	315,9	q ₅ +q ₆ =36,43	190,87	200	184,6	1,36	1,76

Les tronçons A, B et C sont représentés sur (**Annexe 5**)

V.2.5 Dimensionnement de la bache de distribution

Lors du dimensionnement de la conduite principale on a choisi un système de vannage consistant à irriguer la parcelle en trois tranches citées ci-dessous :

Tranche01 : elle regroupe les deux conduites secondaires 1 et 2 irrigant la vigne (q₁+q₂)

Tranche02 : regroupe les conduites secondaires 3 et 4 irrigant la vigne (q₃+q₄)

Tranche03 : regroupe les conduites secondaires irrigant les agrumes (q₅+q₆)

L'irrigation se fera par tranche, c'est-à-dire qu'une fois une tranche est irriguée, on passera à une autre.

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 :
$$Q = \frac{V}{T} \dots \dots \dots (V.26)$$

D'où
$$V = Q \times T \dots \dots \dots (V.27)$$

Avec :

V : volume de la bête.

Q : Débit de pompage.

T : Temps de temps de pompage.

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

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

	Culture irriguée	Q irrigation (l/s)	T irrigation	Volume
Tranche 01	Vigne	22.51	2h14min	180.98m ³
Tranche 02	Vigne	34.11	2h14min	274.24m ³
Tranche 03	Agrumes	36.43	3h20min	437.16m ³

La tranche la plus exigeante est la 3ème tranche avec un volume demandé de 437.16m³

Pour le volume du réservoir on choisira un volume de 480 m³.

Il aura les dimensions suivantes :

La longueur : 12m

La largeur : 10m

La hauteur : 4m

Le choix de ce volume a été fait du fait qu'il satisfait la demande de la tranche la plus exigeante (tranche 03), mais parce qu'il permet aussi une fois rempli la deuxième fois d'irriguer les deux tranches restantes sans arrêter la distribution pour remplissage.

Temps de remplissage du réservoir pour chaque tranche :

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

Le temps nécessaire pour le remplissage est de $T_r = 480/180$

Le temps qu'il faudra pour le remplir est de 2h 40min

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

Débit pompé 50l/s

Nombre d'heurs de pompage par jour 12h

Nombre de jours de pompage 30 jours par mois

Volume d'eau extrait par jour est de $V = 1440 \text{ m}^3/\text{j}$

La Hmt disponible est de $H_{\text{disp}} = 42.80 \text{ m}$

V.2.6 Pression nécessaire à fournir en tête du réseau et choix de la pompe de distribution

a. Calcul de la pression en tête du réseau

Vu que le terrain est pratiquement plat, que les pertes de charges au conduites et aux rampes sont importantes et vu que la pression minimale à fournir a un goutteur pour qu'il fonctionne normalement est pratiquement élevée ($P_g=1 \text{ bar}= 10\text{mce}$), une irrigation par pompage est justifiée.

La pression que doit assurer la pompe à la tête du réseau peut être donnée par la relation suivante :

$$P_{tr} = P_g + \Delta H + h_f + \sum h_p \dots \dots \dots (V.28)$$

P_{tr} : pression à la tête du réseau, qui est aussi la pression de service pour le goutteur le plus défavorable.

h_f : Perte de charge au niveau du filtre, elle varie de 0.3bars à 0.5 bars.

Dans notre cas on prend $h_f=0.3 \text{ bar}=3 \text{ mce}$

P_g : pression nominale du goutteur ($P_g=10 \text{ m.c.e}$)

ΔH : différence du niveau entre la tête du réseau et les points extrêmes de la parcelle.

$$\Delta H = C_{tp} - C_r \dots \dots \dots (V.29)$$

C_{tp} : cote terrain naturel du point ou du goutteur d'extrémité.

C_r : cote du réservoir (cote du radier $C_r=39\text{m}$).

$\sum h_p$: perte de charge totale entre la tête du réseau et les points les plus défavorables.

D'où :

$$\sum h_p = J_r + J_{pr} + 1.15 \times (J_{cp} + J_{cs}) \dots \dots \dots (V.30)$$

J_r : Perte de charge d'une rampe.

J_{pr} : Perte de charge d'une porte rampe.

J_{cp} : Perte de charge linéaire de la conduite principale.

J_{cs} : Perte de charge linéaire de la conduite secondaire.

Tableau V.7: Calcul de la pression à fournir à la tête du réseau

point	C _{tp} (m)	ΔH (m)	J _r (mce)	J _{pr} (mce)	J _{cp} (mce)	J _{cs} (mce)	Σh _p (mce)	P _{tr} (mce)
01	36.22	-2.78	1.01	0.45	0.93	3.84	7.05	17.27
02	38.81	-0.19	1.01	0.45	0.93	0.63	3.36	16.17
03	36.17	-2.83	1.01	0.45	3.17	3.90	9.70	19.87
04	38.64	-0.36	1.01	0.45	3.17	1.10	6.47	19.11
05	34.68	-4.34	1.13	0.42	5.38	4.89	13.48	22.08
06	36.57	-2.43	1.13	0.42	5.38	7.05	15.96	26.45
07	38.02	-0.98	1.13	0.42	5.38	5.31	13.96	25.98

Donc le point le plus défavorable est le point 06 avec et la pression nécessaire de P=26.45mce.

Les points les plus défavorables sont présentés sur (**Annexe 05**)

b. Caractéristiques et choix de la pompe :

La hauteur manométrique totale de la pompe, n'est autre que la pression en tête de réseau d'où :

$$H_{mt}=P_{tr}=23.45 \text{ mce. (C'est 26.45)}$$

La pompe qu'on utilisera doit pouvoir transporter le débit d'irrigation de la tranche la plus exigeante, et avoir une charge supérieure ou égale à la pression de service à fournir au niveau du goutteur le plus défavorable.

Dans notre cas la pompe doit satisfaire les exigences suivantes :

$$H_{mt}= 26.45 \text{ mce}$$

$$Q_{max}= 36.43 \text{ l/s}$$

En utilisant le logiciel Caprari on obtient la pompe pouvant satisfaire le débit et charge précédant et voici résultat :

La pompe utilisée est une pompe centrifuge monobloc axiale **MEC-AZ 4/100D** dont les caractéristiques sont indiquées par (**Annexe 06**)

V.3 Dimensionnement de la conduite d'amenée

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

V.3.1 Généralités sur le calcul du diamètre économique

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

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

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

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

Actuellement, le diamètre économique est déterminé par une des relations suivantes : (12)

➤ **Bresse**

$$\text{Déco} = 1.5 (Q^{1/2}) \dots\dots\dots(V.31)$$

(Conduites de longueur inférieure à 1 km)

➤ **Bonnin**

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

➤ **Vuibert**

$$\text{Deco} = 1.35(e/f)^{0.154} \times Q^{0.46} \dots\dots\dots(V.33)$$

(Pompage 10/24)

$$\text{Deco} = 1.547(e/f)^{0.154} \times Q^{0.46} \dots\dots\dots (V.34)$$

(Pompage continu)

Avec :

e : Prix du Kwh d'électricité.

f : Prix du kg de fonte.

➤ **Munier**

$$\text{Deco} = (1 + 0.02n) \times Q \dots \dots \dots (\text{V.35})$$

n : Nombre d'heures de pompage

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

V.3.2 Pertes de charges hydrauliques dans les conduites (12)

a. Perte de charge linéaire

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

b. Perte de charge singulière

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

$$J_s = \alpha \cdot \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (\text{V.36})$$

α : coefficient de perte de charge singulière.

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

$$\Delta H_s = 0,15 \times \Delta H_l \dots \dots \dots (\text{V.37})$$

V.3.3 Calcul du diamètre économique

a. Hauteur Manométrique Totale

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

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \dots \dots \dots (\text{V.38})$$

b. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot HMT}{\eta} \dots\dots\dots (V.39)$$

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

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

g: accélération de la pesanteur ($9.81 m/s^2$)

c. Energie consommée par la pompe

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

$$E = P \times t \times Nj \quad [Kwh] \dots\dots\dots (V.40)$$

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

P: puissance de la pompe en (kW).

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

d. Frais d'exploitation

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

$$F_{exp} = E \times e \quad [DA] \dots\dots\dots (V.41)$$

Avec :

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

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

Tableau V.8 : Variation journalière des tarifs de l'énergie électrique

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,34
Heures de pointes	17h-21h	4	6,06
Heures creuses	21h-06h	9	0,74

Source : SONELGAZ

$$\text{Donc : } e = \frac{1,34 \cdot 11 + 6,06 \cdot 4 + 0,74 \cdot 9}{24} \Rightarrow e = 1,29 \text{ DA}$$

e. Frais d'amortissement

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

$$F_{amo} = P_c \times A \quad [DA] \dots\dots\dots (V.42)$$

Avec :

P_c : prix de la conduite en (DA).

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots (V.43)$$

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

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

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

f. Coût total

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

$$F_{tot} = F_{exp} + F_{inv} \dots\dots\dots (V.44)$$

$$F_{tot} = F_{exp} + P_c + F_{amo} \dots\dots\dots (V.45)$$

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

Tableau V.9: Calcul des pertes de charges de la HMT de la pompe et sa puissance

D_n (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH (m)	HMT(m)	P (Kwh)
90	73,6	14,32	1043407,27	0,03988	5,66454	1212,24	7896,80	7915,803	4865,540443
110	90	9,58	853275,28	0,03726	1,93571	1212,24	2698,52	2717,523	1670,357185
125	102,2	7,43	751416,59	0,03574	0,98324	1212,24	1370,71	1389,708	854,2002534
140	114,6	5,91	670111,48	0,03444	0,53452	1212,24	745,17	764,168	469,7045738
160	130,8	4,53	587116,02	0,03303	0,26467	1212,24	368,98	387,977	238,4744895
180	147,2	3,58	521703,64	0,03185	0,14136	1212,24	197,06	216,064	132,8064539
200	163,6	2,90	469405,72	0,03084	0,08072	1212,24	112,53	131,528	80,84547695
225	184	2,29	417362,91	0,02977	0,04330	1212,24	60,37	79,368	48,78473221
250	204,6	1,85	375341,03	0,02886	0,02469	1212,24	34,42	53,419	32,83466933
315	257,8	1,17	297885,09	0,02700	0,00727	1212,24	10,14	29,141	17,91168669
400	327,4	0,72	234559,48	0,02527	0,00206	1212,24	2,87	21,872	13,44409846
500	409,2	0,46	187670,52	0,02379	0,00064	1212,24	0,89	19,887	12,22370673
630	515,6	0,29	148942,54	0,02240	0,00019	1212,24	0,26	19,263	11,84015102

Tableau V.10 : Calcul des frais de l'exploitation et des frais d'installation

D_n (mm)	Frais de l'exploitation			Frais de l'investissement			
	P (kwh)	$E = p \cdot t \cdot N_j$	$F_{exp} = e \cdot E$ (DA)	Prix ml (DA)	L (m)	prix tot (DA)	F_{amor} (DA)
90	4865,540443	2335459,41	3012742,64	624,02	1212,24	756462,00	88354,76
110	1670,357185	801771,45	1034285,17	925,86	1212,24	1122364,53	131092,18
125	854,2002534	410016,12	528920,80	1198,69	1212,24	1453099,97	169722,08
140	469,7045738	225458,20	290841,07	1574,04	1212,24	1908114,25	222867,74
160	238,4744895	114467,75	147663,40	1959,12	1212,24	2374923,63	277391,08
180	132,8064539	63747,10	82233,76	2438,23	1212,24	2955719,94	345228,09
200	80,84547695	38805,83	50059,52	3076,54	1212,24	3729504,85	435606,17
225	48,78473221	23416,67	30207,51	4052,61	1212,24	4912735,95	573807,56
250	32,83466933	15760,64	20331,23	4759,95	1212,24	5770201,79	673959,57
315	17,91168669	8597,61	11090,92	7013,09	1212,24	8501548,22	992980,83
400	13,44409846	6453,17	8324,59	11395,09	1212,24	13813583,90	1613426,60
500	12,22370673	5867,38	7568,92	17564,27	1212,24	21292110,66	2486918,53
630	11,84015102	5683,27	7331,42	27232,12	1212,24	33011865,15	3855785,85

Tableau V.11 : Calcul du bilan ou du coût total de l'installation

D_n (mm)	F_{inv} (DA)	F_{expl} (DA)	BILAN (DA)
90	844816,77	3012742,64	3857559,41
110	1253456,70	1034285,17	2287741,87
125	1622822,04	528920,80	2151742,84
140	2130981,99	290841,07	2421823,07
160	2652314,71	147663,40	2799978,11
180	3300948,02	82233,76	3383181,78
200	4165111,02	50059,52	4215170,54
225	5486543,50	30207,51	5516751,01
250	6444161,36	20331,23	6464492,58
315	9494529,05	11090,92	9505619,97
400	15427010,50	8324,59	15435335,09
500	23779029,19	7568,92	23786598,11
630	36867651,00	7331,42	36874982,42

Et voici la courbe représentative du calcul du diamètre économique :

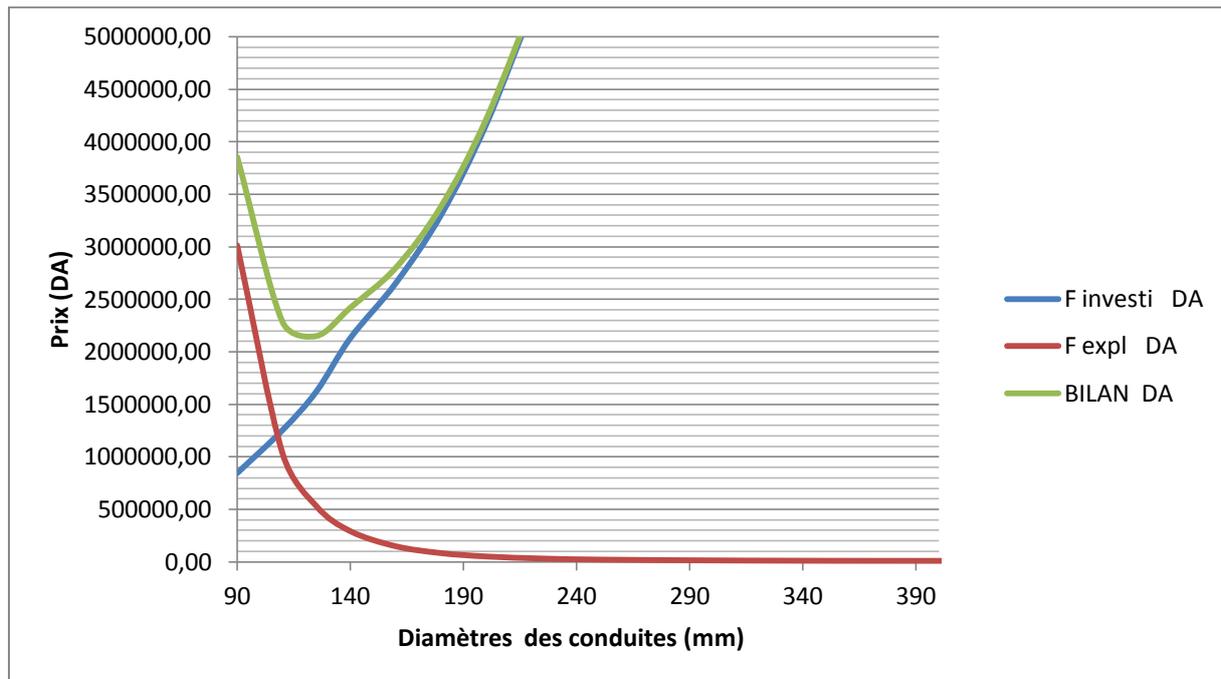


Figure V.1 : Courbe du bilan du calcul de diamètre économique

D'après le calcul précédent et tenant compte du critère technico-économique on déduit que le diamètre le plus économique est $\text{Ø}315$ mm de diamètre intérieur $D_{\text{int}} = 257,8$ mm.

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

Pour le $\text{Ø}315$ la hauteur manométrique totale demandée est de : $H_{\text{mt}} = 29,14$ mce.

La Hauteur disponible est de $H_{\text{mt}_{\text{disponible}}} = 42,80$ mce.

La charge disponible est supérieure à la charge demandée, donc on n'a pas besoin de changer la pompe.

Conclusion

Lors de ce chapitre on a essayé de dimensionner un réseau capable d'alimenter l'intégralité de notre parcelle et pour se faire on a du suivre les étapes suivantes :

- Calculer des doses des fréquences et durées d'irrigation pour chaque culture.
- Estimer le débit d'irrigation en faisant une approche sur le nombre de goutteurs dont on a besoin pour irriguer convenablement chaque arbre.
- En déduire le volume d'eau nécessaire pour l'irrigation et choisir un volume pour le réservoir.
- Calculer les diamètres des différentes conduites, par les formules, ou de méthodes adéquates.

- Vu la topographie de la parcelle, qui est considérée comme plate et l'absence d'un point haut dans les alentours, on a du choisir une irrigation par pompage et désigner une pompe pouvant assurer une pression de fonctionnement nécessaire pour le goutteur le plus défavorable.
- Enfin il est à noter que le la pompe déjà en place sur le forage assure une hauteur nettement supérieure, à celle dont on a besoin donc, on n'aura pas à changer la pompe du forage.

CHAPITRE VI

Estimation du coût final du projet

Introduction

Tout projet ne peut être réalisé sans avoir une idée globale sur l'enveloppe financière qui lui sera allouée. Car l'aspect technique ne suffit pas à lui seul, surtout si la rentabilité n'est pas à la hauteur du coût de ce projet.

Dans ce chapitre on essayera d'évaluer le coût total du réseau dimensionné auparavant, et pour se faire on divisera les frais en trois catégories qui sont :

Frais des travaux de terrassements.

Frais des tuyauteries et des accessoires nécessaires au réseau.

Frais de construction du réservoir.

VI.1 Frais des travaux de terrassements

VI.1.1 Calcul des volumes de déblais et remblais

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

- La largeur de la tranchée est de :

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

- La hauteur est de :

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

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

Sois L la longueur de la tranchée en mètres.

VOLUME DE DEBLAIS

Le volume des déblais sera alors égale à :

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

VOLUME DE REMBLAIS

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

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

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

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

VOLUME DE SABLE

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

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

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

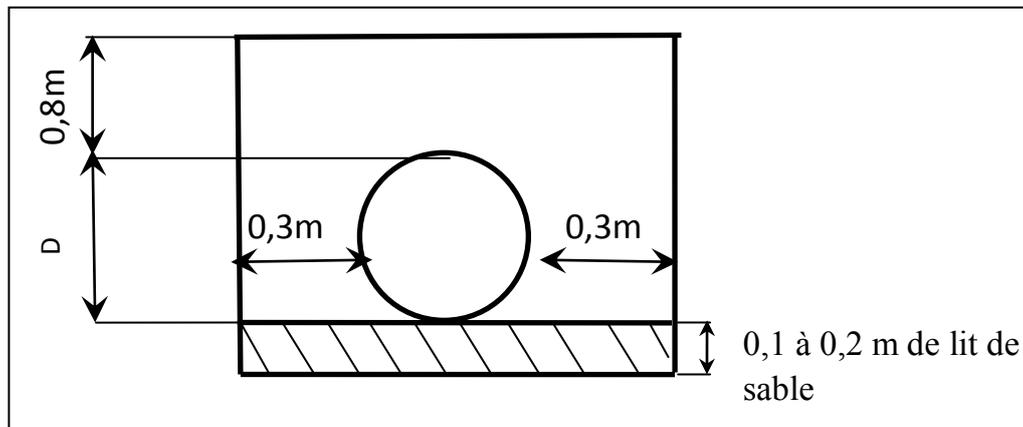


Figure VI.1 : Disposition de la conduite dans une tranchée

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

Tableau VI.1 : Calcul des volumes des déblais et remblais

Type de conduite	Tubes enterrés	Longueur (m)	largeur (m)	hauteur (m)	V déblai (m ³)	V sable (m ³)	V conduites (m ³)	V remblai (m ³)
secondaire	PEHDØ50	200	0,65	0,95	123,500	13	0,623	122,877
secondaire	PEHDØ63	400	0,663	0,963	255,388	26,52	1,246	254,141
secondaire	PEHDØ75	800	0,675	0,975	526,500	54	3,535	522,968
secondaire	PEHDØ90	725	0,69	0,99	495,248	50,025	4,610	490,638
secondaire	PEHDØ110	550	0,71	1,01	394,405	39,05	5,224	389,181
secondaire	PEHDØ125	660	0,725	1,025	490,463	47,85	8,095	482,367
secondaire	PEHDØ160	290	0,76	1,06	233,624	22,04	4,462	229,162
principale	PEHDØ200	957	0,8	1,06	811,536	76,56	19,232	792,304
d'amenée	PEHDØ315	1204	0,915	1,215	1338,517	110,166	59,071	1279,446
Sommes des différents volumes (m3)					4545,680	426,211	105,475	4440,260

V.1.2 Cout total des terrassements

- **Déblais**

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

Le déblai correspondant à la pose des conduites est de 4545,68m³.

Le déblai correspondant au coulage du radier du réservoir :

L'épaisseur du radier est de 40 cm

La longueur est de 12 m

La largeur est de 10m

Donc : $V = 10 \times 12 \times 0.4 = 48 \text{m}^3$

D'où :

$$F_{\text{deb}} = (4545,680 + 48) \times 250$$

$$F_{\text{deb}} = 1148420 \text{ DA}$$

- **Remblais**

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

$$F_{\text{remb}} = 4278,599 \times 100$$

$$F_{\text{remb}} = 427856 \text{ DA}$$

- **Sable**

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

$$F_{\text{sable}} = 105.475 \times 800$$

$$F_{\text{sable}} = 84380 \text{ DA}$$

- **Grillage d'avertissement**

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

La longueur totale des tranchées est de 5786 mètres

$$F_{\text{GA}} = 5786 \times 25$$

$$F_{\text{GA}} = 144650 \text{ DA}$$

D'où les frais des terrassements sont estimés à

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

$$F_{\text{ter}} = 1148420 + 427856 + 84380 + 144650$$

$$F_{\text{ter}} = \mathbf{1805306 \text{ DA}}$$

VI.2 Frais de construction du réservoir

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

La longueur est : $L = 12\text{m}$

La largeur est de : $l=10\text{m}$

La Hauteur du plan d'eau au remplissage est de 4m on prend alors : $H=4.2\text{m}$

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

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

Le volume du béton armé réservoir est de :

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

$$V_{\text{bét}} = [12 \times 10 - ((11.7) \times (9.7))] + [12 \times 10 \times 0.4]$$

$$V_{\text{bét}} = 54.51\text{m}^3$$

Le prix du mètre cube en béton armé est de 20000DA donc :

$$F_{\text{res}} = 54.51 \times 20000$$

Le coût du réservoir est de $F_{\text{res}}=1090200 \text{ DA}$

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

- Tête du réseau

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

Tableau VI.2 : Frais des organes de l'ouvrage de tête

Ouvrage de tête				
Accessoires	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix totale (DA)
Vanne Ø200	un	2	7954	15908
Pompe de distribution	un	1	123680	123680
Clapet anti retour Ø200	un	1	6758	6758
Convergent Ø200-125	un	1	2030	2030
divergent Ø110-200	un	1	1950	1950
Débitmètre	un	1	3850	3850
Fertiliseur	un	1	8500	8500
Filtre	un	1	25926	25926
				$\Sigma=188602$

- **Les postes**

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

Les postes				
Accessoires	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix totale (DA)
Tube PEBD Ø16	ml	288375	15,02	4331392,5
Tube PEBD Ø75	ml	6620	302,44	2002152,8
goutteur 2l/h	un	151230	15	2268450
bouchon Ø16	un	2040	46	93840
bouchon Ø75	un	49	215	10535
Bornes à 2 sorties	un	22	18940	416680
Bornes à 1 seule sortie	un	4	14390	57560
				Σ=9180610.3

- **La conduite d'amenée**

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

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

- **La conduite principale**

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

Conduite Principale				
Accessoires	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix totale (DA)
Tube PEHD Ø200	ml	966,1	3075,54	2971279,194
Té Ø200-125	un	2	1978	3956
Té Ø200-90	un	2	1786	3572
Té Ø200-160	un	1	2130	2130
Coude Ø200-160	un	1	1046	1046
Vanne Ø200	un	3	7954	23862
Ventouse	un	1	5460	5460
Colle en PVC	un	4	858	3432
Coude Ø200-160	un	1	1046	1046
Vanne Ø200	un	3	5253	15759
Colle en PVC	un	4	858	3432
				Σ=3034947 ,20

- **Les conduites secondaires**

Tableau VI.6 : Frais des organes de la conduite principale

Conduites secondaires				
Accessoires	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix totale (DA)
Tube PEBD Ø50	ml	300	216,42	64926
Tube PEHD Ø40	ml	200	438,18	87636
Tube PEHDØ63	ml	400	514,71	205884
Tube PEHDØ75	ml	800	587,43	469944
Tube PEHDØ90	ml	725	629,02	456039,5
Tube PEHDØ110	ml	550	925,86	509223
Tube PEHDØ125	ml	660	490,29	323591,4
Tube PEHDØ160	ml	290	1959,12	568144,8
Convergent Ø160-125	un	2	1050	2100
Convergent Ø125-110	un	3	947	2841
Convergent Ø125-90	un	1	903	903
Convergent Ø110-90	un	2	858	1716
Convergent Ø110-75	un	1	977	977
Convergent Ø90-75	un	3	840	2520
Convergent Ø63-40	un	1	575	575
Té Ø90-63	un	1	829	829
				$\Sigma=2697849.7$

Le cout totale des tuyauteries est de :

$$F_{ty}=188602+9180610,3+8484252+3034947,20+2697849,7$$

$$F_{ty}=23586261.2 \text{ DA}$$

VI.4 Coût finale du projet

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

$$C_{fp}=1805306+1090200+23586261.2$$

Le coût total de ce projet s'élève à : **26481767,2 DA**

Sois un prix de : **189156 DA/ha**

Conclusion

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

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

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

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au terme de cette modeste étude, il est nécessaire de soulever les conclusions suivantes :

Tout d'abord il faut insister sur le fait que cette étude, rentre dans le cadre de la bonne gestion des ressources hydriques, car l'utilisation de la nappe souterraine à la fois en alimentation en eau potable et en irrigation, constituait un vrai risque d'épuisement ou de pollution de celle-ci (intrusion marine, ou une augmentation des concentrations d'agents polluants tels que les engrais ou tout simplement l'infiltration d'eaux usées).

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

Ce travail nous a permis aussi de prendre connaissance des étapes à suivre pour dimensionner un réseau d'irrigation localisée, tout en se servant des méthodes et des formules que nous avons appris au cours de notre cursus universitaire.

Il est aussi à noter que lors de ce travail on a manqué de certaines données importantes qui sont la qualité de l'eau du forage et la texture du sol, dont la disponibilité aurai mis plus en valeur cette étude et aurai rendu les résultats plus fiable.

Le cout de l'installation du réseau peut être jugé excessif, mais cela est spécialement du aux prix élevé des matériels et matériaux constituant le réseau, ainsi qu'a la superficie importante de la parcelle et au nombre important d'arbres plantés.

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

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

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

Et pour finir il est bon de citer quelques recommandations qui sont comme suit :

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

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

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

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

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

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

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

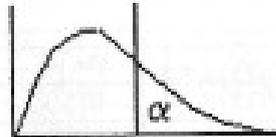
(13) : BEDJAOUA ; Nouvelle Approche Pour le Calcul du Diamètre Economique dans les Conduites de Refoulement, Laboratoire de Recherche en Hydraulique Souterraine et de Surface, Université de Mohammed KHIDER, Biskra, (2005), PP 141-145.

ANNEXES

Annexe 01

Table de Pearson Khi-Deux

Table du Khi-Deux



$\downarrow v, \alpha \rightarrow$	0,995	0,99	0,975	0,95	0,75	0,5	0,25	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005
1	4E-05	2E-04	1E-03	0,004	0,102	0,455	1,323	2,706	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,01	0,02	0,051	0,103	0,575	1,386	2,773	4,605	5,991	7,378	9,21	10,6
3	0,072	0,115	0,216	0,352	1,213	2,366	4,108	6,251	7,815	9,348	11,34	12,84
4	0,207	0,297	0,484	0,711	1,923	3,357	5,385	7,779	9,488	11,14	13,28	14,86
5	0,412	0,554	0,831	1,145	2,675	4,351	6,626	9,236	11,07	12,83	15,09	16,75
6	0,676	0,872	1,237	1,635	3,455	5,348	7,841	10,64	12,59	14,45	16,81	18,55
7	0,989	1,239	1,69	2,167	4,255	6,346	9,037	12,02	14,07	16,01	18,48	20,28
8	1,344	1,647	2,18	2,733	5,071	7,344	10,22	13,36	15,51	17,53	20,09	21,95
9	1,735	2,088	2,7	3,325	5,899	8,343	11,39	14,68	16,92	19,02	21,67	23,59
10	2,156	2,558	3,247	3,94	6,737	9,342	12,55	15,99	18,31	20,48	23,21	25,19
11	2,603	3,053	3,816	4,575	7,584	10,34	13,7	17,28	19,68	21,92	24,73	26,76
12	3,074	3,571	4,404	5,226	8,438	11,34	14,85	18,55	21,03	23,34	26,22	28,3
13	3,565	4,107	5,009	5,892	9,299	12,34	15,98	19,81	22,36	24,74	27,69	29,82
14	4,075	4,66	5,629	6,571	10,17	13,34	17,12	21,06	23,68	26,12	29,14	31,32
15	4,601	5,229	6,262	7,261	11,04	14,34	18,25	22,31	25	27,49	30,58	32,8
16	5,142	5,812	6,908	7,962	11,91	15,34	19,37	23,54	26,3	28,85	32	34,27
17	5,697	6,408	7,564	8,672	12,79	16,34	20,49	24,77	27,59	30,19	33,41	35,72
18	6,265	7,015	8,231	9,39	13,68	17,34	21,6	25,99	28,87	31,53	34,81	37,16
19	6,844	7,633	8,907	10,12	14,56	18,34	22,72	27,2	30,14	32,85	36,19	38,58
20	7,434	8,26	9,591	10,85	15,45	19,34	23,83	28,41	31,41	34,17	37,57	40
30	13,79	14,95	16,79	18,49	24,48	29,34	34,8	40,26	43,77	46,98	50,89	53,67
40	20,71	22,16	24,43	26,51	33,66	39,34	45,62	51,81	55,76	59,34	63,69	66,77
50	27,99	29,71	32,36	34,76	42,94	49,33	56,33	63,17	67,5	71,42	76,15	79,49
60	35,53	37,48	40,48	43,19	52,29	59,33	66,98	74,4	79,08	83,3	88,38	91,95
70	43,28	45,44	48,76	51,74	61,7	69,33	77,58	85,53	90,53	95,02	100,4	104,2
80	51,17	53,54	57,15	60,39	71,14	79,33	88,13	96,58	101,9	106,6	112,3	116,3
100	67,33	70,06	74,22	77,93	90,13	99,33	109,1	118,5	124,3	129,6	135,8	140,2

Source : Initiation à l'hydrologie de surface

Annexe 02
Guide d'estimation de P⁰%

GUIDE D'ESTIMATION DE P

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

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

Annexe 03

Gammes et Diamètres des tubes en PVC,
PEHD, et PEBD

Φ est le diamètre.

PEHD pour eau potable :

Epaisseur nominale en mm :

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



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

PEBD pour irrigation :

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

PVC pour eau potable :

Epaisseur nominale en mm :

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

Ø	PN 6 SDR 41	PN 10 SDR 26	PN 16 SDR 17
160	4.0	6.2	9.5
200	4.9	7.7	11.9



Source : Chialli

Annexe 04

Diamètres nominaux extérieurs et intérieurs de conduites en PEHD

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

Source : Chialli

Annexe 05

Différents tronçons des conduites ;
principale et secondaires, et illustration
des points défavorables



Légende

-  Trançons
-  conduite secondaire pour agrume
-  conduite secondaire pour vigne
-  conduite principale
-  les points defavorables



Annexe 06

Fiche technique de la pompe de distribution

MEC-AZ 4/100D
Caractéristiques requises

Débit	36,4 l/s
Hauteur de refoulement	26,4 m
Fluide	Eau, claire
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	36,4 l/s
Hauteur de refoulement	26,5 m
Puissance absorbée	12,8 kW
Rendement	77,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	28,9 m
Orif. de refoulement	100 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	15 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

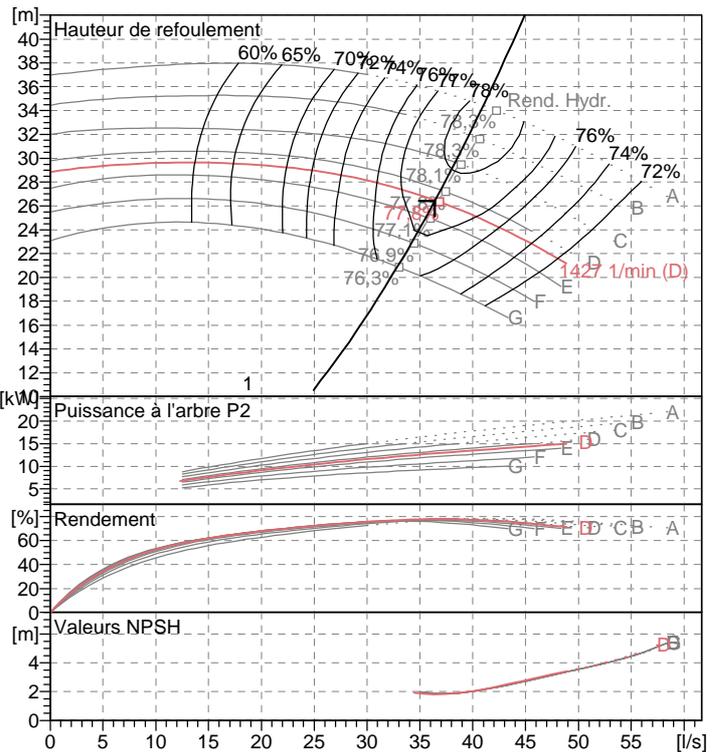
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	284 kg
-------	--------

Matériaux

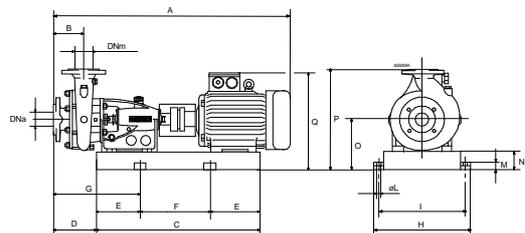
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Fonte
Roue (04/80)	Fonte sphéroïdale
Arbre (...)	Acier inox
Douille arbre	Acier cromé
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée


Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 1313
- B = 160
- C = 993
- D = 232
- DNa = 125
- DNm = 100
- E = 175
- F = 643
- G = 407
- H = 450
- I = 400
- L = 20
- M = 42
- N = 100
- O = 300
- P = 675
- Q = 594



Notes:

Date 13.09.2012	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------