



DEPARTEMENT D'irrigation et Drainage

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME :

**DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU DE DISTRIBUTION
DU PERIMETRE D'IRRIGATION DIDOUCHE MOURAD (133.3ha)
A PARTIR DE LA STATION D'EPURATION ZIGHOUD YUCEF
(W.CONSTANTINE)**

Présenté par :

M^r : MOUDJAHED Brahim Beyoud

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r : MEDDI Mohamed	Professeur	Président
M ^{me} : MEDJDOUB Sonia	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : SAADOUNE Samra	M.A.A	Examinatrice
M ^r : KOLAI Djafer	Assistant	Examineur
M ^{me} : AZIEZ ouahiba	M.A.A	Promotrice

Septembre2015

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

- ✚ A ma mère Roukia qui est un être cher et elle qui m'a donné un amour sincère.
- ✚ A mon père Bakir qui m'a soutenu moralement et financièrement.
- ✚ A mes frères ,yacin ;oussama ;mouhammed.
- ✚ A ma chère fiancée Salima .
- ✚ A toute la famille .
- ✚ A tous mes amis ; spécialement (Said , Hmida , Soufian , Mouhammed Reda , Mouhammed Mousselmal , Abdou , Ali , yacin , Mouhammed Hadj aissa, Mustapha, groupe Tirèste n'boussnan...)
- ✚ Le groupe de ENSH ; spécialement (Hatem , Meriem , Bouchra , Djamel , kacimo ...)

❦❦❦❦❦ MOUDJAHED Brahim Beyoud ❦❦❦❦❦

Remerciements

- ✓ Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apporté un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'études.
- ✓ Je tiens à exprimer mes plus vifs remerciements à ma promotrice M^{me} AZIEZE pour ces multiples efforts et ces apports précieux afin de mener ce travail à terme.
- ✓ Toute ma gratitude pour mes parents, et mes frères, et mes amis pour ses soutiens moraux et financiers.
- ✓ Je remercie le président et les membres de jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.
- ✓ Je tiens à présenter pour l'occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.
- ✓ Mes remerciements également à tout le personnel de l'ENSH.
- ✓ Enfin, à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin je leurs dis merci.

ملخص:

في إطار مذكرة نهاية الدراسة قمنا بهذا المشروع و المتمثل في تصميم نظام السقي الذي سيزود محيط ديدوش مراد المتواجد في ولاية قسنطينة من خلال محطة معالجة المياه المستعملة زيغود يوسف .
لهذا قمنا بدراسة عامة للخصائص المناخية و دراسة التربة في المنطقة و المعلومات الفيزيائية و الكيميائية للمياه المعالجة.

Résumé :

L'objectif de ce projet est la conception du réseau d'irrigation qui va alimenter le périmètre DIDOUCHE MOURAD à partir de la station d'épuration de ZIGHODE YUCEF. Pour cela, nous avons fait une étude générale sur les caractéristiques climatiques, et l'étude du sol de la région ainsi que les paramètres physico-chimiques des eaux traitées.

Abstract:

The objective of this project is the design of the irrigation system that will supply the perimeter of DIDOUCHE MOURAD from the wastewater treatment plant of ZIGHODE YUCEF. For this , we made a general study on the climatic characteristics, the study of soil in the region and the physico-chemical parameters of treated water.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre I : Généralités sur la réutilisation des eaux usées épurées	
Introduction :	2
I.1.Historique sur la réutilisation des eaux usées :	2
I.1.1.Le continent américain :	2
I.1.2.Le bassin méditerranéen :	3
I.1.3.L'Europe du Nord :	4
I.1.4.Le Japon :	4
I.1.5.L'Australie :	5
I.1.6. La réutilisation des eaux usées épurées en France :	6
I.2.Définition :	6
I.2.1.Origine et composition des eaux usées :	6
I.2.2.Les eaux usées domestiques :	6
I.2.3.Les eaux industrielles :	7
I.2.4.Les eaux agricoles :	7
I.2.5.Les eaux pluviales :	7
I.3.Origine de la pollution dans les eaux usées :	7
I.3.1.La pollution organique :	7
I.3.2.La pollution microbiologique :	7
I.3.3.La pollution minérale :	7
I.4.Les principaux paramètres de la pollution :	7
I.4.1. Paramètres physiques :	7
I.4.2.Les paramètres chimiques :	9
I.4.3.Les normes des eaux résiduaires :	9
I.5.Intérêt, bénéfices et contraintes de la réutilisation des eaux usées :	9
I.5.1. Intérêt, avantages et bénéfices :	10
I.5.1.1.Ressource alternative :	10
I.5.1.2.Conservation et préservation des ressources :	10
I.5.1.3. Valeur économique ajoutée :	10
I.5.1. 4.Valeur environnementale :	10
I.5.1. 5.Développement durable :	11
I.5.2. Défis et contraintes :	11
I.5.2.1.Aspects législatifs et sanitaires :	11
I.5.2.2.Aspects sociaux-légaux :	11
I.5.2.3.Aspects économiques :	11

I.5.2.4.Aspects environnementaux et agronomiques :	11
I.5.2.5.Aspects technologiques :	11
I.6.Domaines de la réutilisation des eaux usées :	12
I.6.1. Agriculture irriguée :	12
I.6.2. Réutilisation industrielle :	12
I.6.3. Réutilisation en zone urbaine :	12
I.6.4. Production de l'eau potable :	12
I.6.5. Autres :	12
I.7.Etat actuel de la réutilisation des eaux usées en Algérie :	13
Conclusion :	14

Chapitre II : Procèdes d'épuration des eaux usées

Introduction :	15
II.1.Objectifs de l'épuration :	15
II.2.Les différents procédés d'épuration :	15
II.2.1.Prétraitement :	15
II.2.1.1.Dégrillage :	15
II.2.1.2.Dessablage :	16
II.2.1.3.Dégraissage-déshuilage :	16
II.2.2.Traitement primaire :	17
II.2.3.Traitement biologique :	17
II.2.3.1.Lit bactérien :	17
II.2.3.2.Disques biologiques :	18
II.2.3.3.Boues activées :	19
II.2.4.Traitement complémentaires :	22
II.2.5.Traitement des boues :	22
II.3.Le contexte réglementaire national :	23
II.4.Présentation de la STEP :	25
Conclusion :	27

Chapitre III : Description de la zone d'étude

Introduction :	28
III.1.La commune de DIDOUCE MORAD :	28
III.3.Localisation géographique :	28

III.4.Présentation de périmètre :	29
III.4.1.Situation et limites :	29
III.4.2.La ressource en eau :	30
III.4.3.les terre a irriguer :	31
III.4.4.Nature juridique des terres :	31
III.4.5.Le système de culture	31
III.4.6.Le réseau hydrographique :	31
III.4.7.Cadre géologique général :	31
III.4.7.1.Formations miocènes:	32
III.4.7.2.Formations éocènes :	32
III.4.7.3.Formations crétacées :	32
III.4.8.classes des sols :	33
III.4.8.1.Classe des sols peu évolués :	33
III.4.8.2.Classe des vertisols :	33
III.4.8.3.Classe des sols calcimagnésiques :	34
III.4.9.Les contraintes édaphiques :	36
III.4.10.Les aptitudes culturales :	36
III.4.10.1.Aptitudes culturales des unités pédologiques :	36
III.4.10.2.Aptitudes culturales par spéculation :	37
III.5.Données hydrologique :	38
III.5.1.le climat :	40
III.5.1.1.Les précipitations :	40
III.5.1.2.Les températures :	41
III.5.1.3.La vitesse du vent :	41
III.5.1.4.L'humidité relative :	42
III.5.1.5.Les gelées :	42
III.5.1.6.Tension de vapeur :	43
III.5.1.7.Ensoleillement :	43
III.6.Classification de climat :	43
III.6.1.Classification du climat selon l'indice de MARTONNE:	43
III.6.2.Classification de climat selon le diagramme d'EMBERGER:	44

III.6.3.Représentation du diagramme Ombrothermique de GAUSSEN:	45
Conclusion :	46

Chapitre IV : Etude hydrologique

Introduction :	47
IV.1.La série pluviométrique :	47
IV.2.Homogénéisation de la série pluviométrique :	49
IV.3. Etude de l'échantillon:	51
IV.4. Choix du type de loi :	51
IV.5. Le déroulement de l'ajustement :	53
IV.6. Ajustement de la série pluviométrique :	54
IV.6.1.Ajustement a la loi normale (gauss) :	54
IV.6.2.Ajustement à la loi log-normale (Galton) :	56
IV.6.3.Interprétation des résultats :	58
IV.7. Test de validité d'un ajustement :	58
IV.7. 1.Test de validité de l'ajustement à la loi Log-Normale :	59
IV.8. Pluviométrie moyenne mensuelle de probabilité 80% :	60
Conclusion :	60

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures

Introduction :	61
V.1 : Les besoins en eau d'une culture :	61
V.2. Evapotranspiration maximale d'une culture (ETM) :	61
V.3.Choix du coefficient cultural :	61
V.4.La réserve facilement utilisable(RFU) :	62
V. 5.Calcul de l'évapotranspiration potentielle ou de référence :	62
V. 6.Calcul de La Pluie Efficace :	64
V. 6. Cycle végétatif des cultures :	65
Conclusion :	75

Chapitre VI : le choix de réseau d'irrigation et son dimensionnement

Introduction :	76
VI.1.Type d'adduction :	76

VI.1.1. Adduction gravitaire :	76
VI.1.2. Adduction par refoulement :	76
VI.1.3. Adduction mixte :	76
VI.2. Choix du tracé d'adduction :	76
VI.3. Choix du matériau des conduites :	77
VI.3.1. Conduite en fonte :	77
VI.3.2. Conduite en acier :	77
VI.3.3. Avantages des canalisations en PEHD :	77
VI.4. Découpage de périmètre en ilots :	78
VI.5. Rôle et fonction de la borne d'irrigation :	78
VI.6. Tracé du réseau de distribution :	78
VI.6.1. Tracé par proximité :	78
VI.6.2. Tracé à 1200 :	78
VI.6.3. le tracé économique :	79
VI.7. Appareillage d'équipement du réseau :	79
VI.7.1. Les borne d'irrigation :	79
VI.7.2. Les Vannes :	79
VI.7.3. Ventouses :	80
VI.7.4. Vidange :	80
VI.7.5. Cheminée d'équilibre ou d'entrée d'air :	80
VI.7.6. Clapet de non retour :	80
VI.8. Description de schéma d'adduction :	80
VI.9. La Méthodologie de dimensionnement :	80
VI.9.1. Débit fictif continu ou le débit spécifique :	80
VI.9.2. La répartition des îlots :	82
VI.9.3. Dimensionnement hydraulique :	83
VI.9.3.1. Réservoir de stockage :	83
VI.9.3.2. Dimensionnement de la bache de stockage :	83
VI.9.3.3. Station de pompage :	85
VI.9.4. Calcul de la conduite de refoulement :	89
VI.9.4.1. Calcul du diamètre économique :	90

VI.9.4.2.Calcul de la hauteur manométrique (Hmt) :	91
VI.9.5.Dimensionnement des canalisations :	95
VI.9.5.1.Vitesse admissible:	95
VI.9.5.2.Calcul des diamètres :	95
VI.9.5.3.Calcul des pertes de charge :	95
VI.9.6.Simulation du réseau par le logiciel EPANET :	98
Conclusion :	101

Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

Introduction :	102
VII.1 :Les techniques d'irrigation :	102
VII.1.1 :L'irrigation gravitaire :	102
VII.1.1.1 : L'irrigation par ruissellement :	102
VII.1.1.2 :l'irrigation par submersion :	103
VII.1.1.3 :l'irrigation par infiltration :	103
VII.1.2 :l'irrigation par aspersion :	103
VII.1.3 :l'irrigation localisée :	104
VII.1.3.1 :Irrigation localisée par goutteurs :	105
VII.1.3.2 : Composition de l'installation :	106
VII.2 : Choix des techniques d'arrosage :	108
VII.3 : Dimensionnement hydraulique d'un réseau goutte à goutte :	109
VII.3.1 : Données générales :	109
VII.3.2 : Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée :	109
VII.3.2.1 :Influence du taux de couverture du sol :	109
VII.3.2.2 : Dose pratique (Dose nette) :	110
VII.3.2.3 : Fréquence des arrosages :	111
VII.3.2.4 : Durée d'arrosage par mois :	112
VII.3.2.5 : Durée d'arrosage journalier :	112
VII.3.2.6 : Nombre de poste :	112
VII.3.2.7 : Surface du poste :	112
VII.3.2.8 : Surface correspondant à une rampe :	112

VII.3.2.9 :Nombre des rampes:	112
VII.3.2.10 : Nombre d'arbre par rampe :	113
VII.3.2.11 :Nombre des goutteurs par rampe :.....	113
VII.3.3 :Calculs hydrauliques :	113
VII.3.3.1 :Condition hydraulique:	113
VII.3.3.2 : Calcul des pertes de charge :	113
VII.3.3.3 :Débit des rampes et des porte-rampes :	114
VII.3.3.4 :Débit de la conduite secondaire :.....	114
VII.3.4 : Dimensionnement des différentes parties du réseau :.....	114
VII.3.4.1 : Diamètre de rampes et porte rampes :	114
VII.3.4.2 :Vérification des pertes de charges :	115
VII.3.5 : Calcul des diamètres des conduites secondaires :	116
VII.3.6 :Calcul du diamètre de la conduite principale à la sortie de la borne :.....	117
VII.3.7 :La pression d'eau à la borne de distribution :	117
Conclusion :.....	118

Chapitre VIII : Evaluation de cout du projet

Introduction :	119
VIII.1.Estimation du devis d'un réseau d'irrigation goutte à goutte :.....	119
VIII.1.1.Dépenses des équipements :	119
VIII.1.2.Calcul du volume de déblai et remblai :	121
VIII.1.3.Calcul du volume de lit de sable:	122
VIII.1.4.Dépense des travaux :	122
Conclusion :.....	123
CONCLUSION GENERALE	124

Annexe

Référence Bibliographie

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Généralités sur la réutilisation des eaux usées épurées

Tableau I.1. Les normes de rejet des eaux usées	9
---	---

Chapitre II : Procèdes d'épuration des eaux usées

Tableau II.1. Le dimensionnement des lits bactériens	18
Tableau II.2. Le dimensionnement des disques biologiques.....	19
Tableau II.3. Avantages et inconvénients des différentes filières intensives.....	21
Tableau II.4. Les normes algériennes des paramètres physico chimique.	24
Tableau II.5. La liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées.....	25
Tableau II.6. les données de base de la STEP	27

Chapitre III : Description de la zone d'étude

Tableau III.1. La population de la commune	28
Tableau III.2. Les unités pédologiques définies.....	35
Tableau III.3. Aptitudes des unités pédologiques).....	37
Tableau III.4. Récapitulatif des aptitudes par spéculation	38
Tableau III.5. Classification de climat selon MARTONNE	44
Tableau III.6. Précipitations et températures moyennes mensuelles.	46

Chapitre IV : Etude hydrologique

Tableau IV.1. Répartition des pluies mensuelles et annuelles en (mm).	48
Tableau IV.2. Teste de Wilcoxon.....	50
Tableau IV.3. Données de l'échantillon d'étude.....	52
Tableau IV.4. le résultant d'ajustement par loi normale(Gauss).....	55
Tableau IV.5: le résultant d'ajustement par loi log- normale(Galton).	57
Tableau IV.6: table du χ^2	59
Tableau IV.7 :Pluviométrie moyenne mensuelle de probabilité 80%	60

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures

Tableau.V.1: Evapotranspiration de référence ET0 calculée à l'aide du logiciel CROPWAT8.0 .	64
Tableau.V.2: Pluies efficaces calculées à l'aide du logiciel CORPWAT.80.....	65
Tableau.V.3: Principales cultures et occupation du sol	65
Tableau.V.4: Assolement- Rotation :	66
Tableau. V.5: besoin en eau de blé et orge.....	68

Tableau. V.6: besoin en eau de vesce avoine.....	68
Tableau. V.7: besoin en eau de sorgho.....	68
Tableau. V.8: besoin en eau de maïs.....	68
Tableau. V.9: besoin en eau de bersim.....	70
Tableau. V.10: besoin en eau de Tomate industrielle.....	70
Tableau. V.11: besoin en eau de Pomme de terre.....	71
Tableau. V.12: besoin en eau de Figuier.....	71
Tableau. V.13: besoin en eau de luzerne.....	72
Tableau. V.14: besoin en eau de Abricotier Amandier-Olivier.....	72
Tableau. V.15: Evaluation des besoins en eau des cultures.....	73
Tableau. V.16: récapitulatif des besoins totaux en eau.....	74
Tableau. V.17: les besoins du mois de pointe.....	75

Chapitre VI : le choix de réseau d'irrigation et son dimensionnement

Tableau VI.1.Débit spécifique Max de chaque culture.....	81
Tableau VI.2.débits de bornage.....	82
Tableau VI.3.Dimensions du réservoir de stockage.....	83
Tableau VI.4.Dimensions de la bêche d'aspiration.....	84
Tableau VI.5 .caractéristiques de la pompe.....	87
Tableau VI-6.diamètre de la conduite de refoulement.....	89
Tableau VI-7.Calcul de la hauteur manométrique (Hmt).....	92
Tableau VI-8 .Calcul des frais d'amortissement :.....	93
Tableau VI-9 .Calcul des frais d'exploitation.....	93
Tableau VI-10 .Calcul du bilan total.....	94
Tableau VI-11 . Les paramètres de perte de charge.....	96
Tableau VI-12 .Calculs hydrauliques du réseau de distribution.....	97
Tableau VI-13 .les pressions du chaque nœud aux réseaux distribution.....	98
Tableau VI-14 .Caractéristiques des tronçons du réseau distribution :.....	99

Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

Tableau VII. 1 .Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage.....	108
Tableaux VII.2 .Calcul de Diamètre de la rampe.....	116
Tableaux VII.3 .Calcul de Diamètre de la porte rampe.....	116
Tableaux VII.4 .Calcul du diamètre de la conduite secondaire.....	117
Tableaux VII.5 .Calcul de diamètre de la conduite principale à la sortie de la borne.....	117

Chapitre VIII : Evaluation de cout du projet

Tableau VIII.1.liste des pièces de réseau d'irrigation localisée.	120
Tableau VIII .2.liste des pièces d'adduction, et de pompage.....	121
Tableau VIII.3.Calcul de terrassement.....	121
Tableau VIII.4.calcul du volume de sable.....	122
Tableau VIII.5.Devis de terrassement.....	122

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralités sur la réutilisation des eaux usées épurées .

Figure I.1.cycle et pollution de l'eau.....	6
---	---

Chapitre II : Procèdes d'épuration des eaux usées

Photo II.1.un Dégrillage mécanique.....	16
Photo II.2.un Dégraissage-déshuilage	16
Figure II.3.Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien.	17
Figure II.4.Synoptique d'une station d'épuration comportant un disque biologique.....	18
Figure II.5.Schéma de principe d'un disque biologique.	19
Figure II.6.Synoptique d'une boue activée - aération prolongée.....	19
Figure II.7.Schéma des différents procédés d'épuration.	23

Chapitre III : Description de la zone d'étude

Figure III.1.Géo localisation sur la carte.....	29
Figure III.2.Image prise par Google Earth.	29
Figure III.3.plan de situation de périmètre.....	30
figure III.4.Extrait de la Carte géologique et structurale Du Nord-est algérien.....	39
figure III.5.Répartition moyenne mensuelle de la pluie(1970 à 2008.)	40
figure III.6.Températures moyennes mensuelles(1970 à 2008).	41
figure III.7.Vitesses du vent (m/s) (1970 à 2008).	41
figure III.8.Humidité Relative moyenne mensuelle (%)(1970 à 2008).....	42
figure III.9. Fréquences des gelées (1970 à 2008).	42
figure III.10. Répartition mensuelle de tension de vapeur d'eau en mm(1970 à 2008).....	43
figure III.11. Ensoleillement en heures (1970 à 2008).....	43
Figure III.12. Diagramme bioclimatique d'EMBERGER	45
Figure III.13. Diagramme de Gaussen pour la zone du projet.....	46

Chapitre IV: Etude hydrologique

Figure IV.1.L'allure des points sur du papier à probabilité.	53
Figure IV.2.L'allure des points sur du papier à probabilité (d'ajustement par loi normale(Gauss). ..	56
Figure IV.3.L'allure des points sur du papier à probabilité (d'ajustement par loi log normale(Galton)..	58

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures

Figure.V.1.représentation graphique de la pluies efficaces.....	65
---	----

Chapitre VI : le choix de réseau d'irrigation et son dimensionnement

Figure VI.1.Les différents tracés	79
Figure VI.2.graphes du bilan en fonction du diamètre	94
Figure VI.3.réseaux de distribution simulés par EPANET	100

Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

Photo VII.1: l'irrigation localisée.....	104
Photo VII.2: Irrigation localisée par goutteurs	106
Photo VII.3:Réseau d'irrigation localisée	106
Photo VII.4:Filtre à gravier	107
Photo VII.5: Exemple d'un goutteur	108
Figure VII.6 :Schéma explicatif de goutteur le plus défavorable	117

INTRODUCTION GENERALE :

L'Algérie se situe, à l'instar des 17 pays Africains touchés par le stress hydrique, dans la catégorie des pays les plus pauvres en matière de potentialités hydriques. Soit en dessous du Seuil théorique de rareté fixé par la Banque Mondiale à 1000 m³ par habitant et par an.

La problématique de l'eau est indissociable du développement durable dans la mesure où l'eau doit permettre de répondre aux besoins des générations actuelles, sans hypothéquer, la capacité des générations futures à satisfaire les leurs.

Il faudrait disposer entre 15 et 20 milliards de m³ par an, en réservant 70% à l'agriculture, pour parvenir à une sécurité alimentaire satisfaisante. [6]

En raison de la rareté croissante des ressources naturelles en eau conventionnelle et étant donné la concurrence entre les secteurs du développement économique de point de vue demandent en eau, la valorisation des eaux usées traitées est considérée comme une composante essentielle dans la politique de gestion intégrée des ressources hydriques.

Cependant, pour qu'elle soit inscrite dans un cadre de développement durable, la mise en valeur de la réutilisation de ces eaux exige une étude prudente et intégrée qui tien compte surtout des aspects environnementaux. [8]

Dans ce cadre on a mené cette étude sur un périmètre d'une superficie de 133.33 ha localisé dans la région de Didouche Mourad la wilaya de Constantine. Il s'agit de concevoir un réseau d'irrigation à partir de la station d'épuration des eaux usées qui situe en amont de ce dernier.

Le travail est basé sur quatre parties ; définitions générales ; présentation de la zone d'étude ; étude hydrologique et climatique et climatique ; et on termine par une calculs hydraulique de point de vue technico-économique dans le but d'économiser l'eau, ainsi que des analyses physico-chimiques et bactériologiques de ces eaux pour une éventuelle utilisation dans l'irrigation.

CHAPITRE I :
Généralités sur la
réutilisation des eaux
usées épurées

Introduction :

L'Algérie est classée dans la catégorie des pays pauvres en ressources hydriques ; et Pour faire face ce problème il est prévu la réalisation des stations d'épurations des eaux usées pour les réutilisées.

On entend par eaux usées, dans le sens le plus large, toutes les eaux à évacuer des zones bâties. Il s'agit des eaux usées provenant des ménages, de l'artisanat et de l'industrie.

La réutilisation recouvre deux notions complémentaires : le traitement puis la réutilisation.

I.1.Historique sur la réutilisation des eaux usées :

Les effluents urbains ont été depuis longtemps, utilisés pour la production agricole (Champs d'épandage du XIXème siècle, en Angleterre, en Allemagne, dans la région Parisienne). A partir de 1910, sous l'influence de l'extension urbaine, des nuisances générées par l'épandage d'eaux brutes, la pratique est entrée en régression, sans que ce déclin soit dû des considérations sanitaires, objectives et précises. Au milieu du siècle, une meilleure compréhension des, phénomènes biologiques et Physico-chimiques qui président aux processus de l'évolution et de la dégradation de la matière organique, a favorise l'éclosion, dans les pays industrialisés, de techniques Épuratoires, qui avaient pour but de protéger le milieu naturel et, en particulier, les cours d'eau récepteurs. Ces techniques ont été ensuite, peu à peu, utilisées pour le recyclage direct ou Indirect, dans les pays semi-arides, à déficit hydrique chronique.[7]

I.1.1.Le continent américain :

Aux Etats-Unis, 34 Etats disposent de réglementations ou de recommandations relatives à l'usage agricole des eaux usées .Dans ce pays, les réglementations sont souvent très strictes. Les grandes réussites de réutilisation des eaux usées traitées sont ceux de Bakersfield et Orange County en Californie et Manatee County en Floride . A Bakersfield, 64000 m3 par jour d'effluents primaires et secondaires issus de trois stations d'épuration sont utilisés pour l'irrigation de coton, de luzerne, de maïs, d'orge et de betteraves à sucre, à Manatee County, 79000 m3 par jour sont utilisés pour irriguer des terrains de golf et des parcs et 3000 hectares de cultures agricoles et de pépinières sont irriguées .

La réutilisation aux fins d'agrément est pratiquée depuis 1955 aux Etats-Unis. Outre l'arrosage de parcs, de parcours de golf et de jardins publics, on peut souligner comme exemple singulier la création de lacs artificiels alimentés en tout ou partie par des eaux usées épurées.

Des études publiées en 1994 ont indiqué que les traitements poussés des eaux usées par des procédés à membranes étaient appropriés pour respecter les réglementations .

.Il faut souligner que seulement 6% des eaux usées brutes sont épurés. En 1996, les eaux usées brutes de Mexico étaient encore utilisées en irrigation agricole et notamment dans le cadre du plus grand plan d'irrigation du monde (irrigation de 85000 hectares de maïs, d'orge et

de tomates). Mais les critères sanitaires de la législation mexicaine concernant l'utilisation des eaux usées en agriculture ont été modifiés et reprennent désormais les recommandations de l'OMS (reprises également par le CSHPF). Cette législation adopte cependant une norme plus souple concernant l'irrigation des produits consommés cuits (œufs d'helminthes <5/litre). Ces eaux subiront désormais un traitement physico-chimique poussé suivi d'une désinfection suivant les cas d'irrigation . Cette modification est heureuse vu l'étude épidémiologique réalisée dans cette région montrant la corrélation entre l'irrigation par les eaux usées brutes et l'augmentation des maladies intestinales. [7]

I.1.2.Le bassin méditerranéen :

La réutilisation agricole des eaux usées est une pratique largement répandue sur le pourtour sud de la Méditerranée, de l'Espagne à la Syrie. En effet, C'est aussi l'une des régions où la réutilisation agricole des effluents urbains est la plus pratiquée. Cette réutilisation est parfois l'objet d'une politique nationale comme en Israël. Dans ce pays, environ 20% des eaux usées sont infiltrées et rechargent les nappes souterraines dans la région de Tel-Aviv . Israël est concernée par un projet de très grande ampleur de réutilisation indirecte des eaux usées. Ce projet concerne 1,3 millions de personnes. La méthode de recharge des eaux souterraines, développée et pratiquée avec succès dans le projet de la région Dan, est apparentée à un traitement par infiltration dans le sol.. L'excellente qualité de l'eau traitée obtenue convient à de nombreux usages tels que l'irrigation agricole de produits consommés crus, les utilisations industrielles ou encore les utilisations municipales (alimentation des chasses d'eau, arrosage des pelouses). En 1996, la réutilisation de l'eau usée urbaine en Israël concerne uniquement les projets d'irrigation.

En Tunisie, si la demande en eau ne devrait théoriquement rejoindre les disponibilités qu'en 2015, Dans ce pays, la réutilisation entre dans le cadre d'une politique nationale . Les eaux usées de Tunis sont utilisées depuis le début des années 60 pour l'irrigation à la Soukra de culture de citrons. Ainsi, la réutilisation avait permis de sauver 600 hectares de cultures. Basé sur l'expérience de La Soukra, une ambitieuse politique de réutilisation des eaux usées est mise en place depuis les années 80. La Tunisie est le premier pays de l'Ouest Méditerranéen à avoir adopté des réglementations en 1989 pour la réutilisation de l'eau. Ce sont le Ministère de l'Agriculture et l'autorité sanitaire (ONAS) qui ont en charge la recherche de moyens pour améliorer l'efficacité de la politique nationale de réutilisation de l'eau. Des 6400 hectares répertoriés pour l'irrigation des eaux usées traitées en 1993, 68 % sont situés autour de Tunis. Les réalisations les plus importantes sont Cebela, La Soukra, Mornag, Nabeul, Sousse, Monastir, Sfax et Kairouan.

En 1992, le taux d'utilisation des eaux usées traitées en Tunisie est relativement bas. En effet, seulement 40 % de l'espace susceptible de concerner la réutilisation est irrigué.

Les autres pays du pourtour sud de la Méditerranée, de l'Espagne à la Syrie, réutilisent le plus souvent leurs eaux usées urbaines sans traitement. L'arrosage de cultures maraîchères n'y est pas exceptionnel. L'Espagne se dote néanmoins progressivement, région par région, d'une réglementation et améliore la qualité des eaux réutilisées . Les réutilisations sont alors l'occasion d'un effort pour répondre à des standards sanitaires existants ou en cours d'élaboration. C'est le cas pour l'arrosage des parcours de golf ou d'espaces verts aux Canaries, à Majorque, en Catalogne espagnole . Ainsi, furent publiés en 1991 les résultats et les conclusions d'un suivi d'une réutilisation d'eaux usées urbaines épurées et traitées par le chlore dans le cadre de l'irrigation d'un parcours de golf à Castell Platja d'Aro sur la Costa Brava .

La réglementation italienne est pourtant très stricte en matière d'irrigation. En 1996, les seules références législatives sont une loi de 1976 nommée “ Normes pour la protection des eaux contre la pollution ”. [7]

I.1.3.L'Europe du Nord :

L'Europe du Nord a elle aussi, avec ses fermes d'épandage, une tradition longue de plusieurs siècles de réutilisation des eaux usées.

En Grande Bretagne, cette technique qui était sur le point de disparaître dans les années 50, a retrouvé une part de son importance passée. Dans ce pays, la recharge de nappe par des eaux usées constitue une autre forme indirecte et très répandue de recyclage . L'Allemagne est également concernée par l'irrigation avec des eaux usées urbaines. On retrouve cette pratique notamment en Basse Saxe, en Rhénanie-Westphalie, en Hesse et en Bavière. On y pratique l'irrigation de céréales, de betteraves, de pommes de terres ou de prairies. On peut aussi citer l'exemple de la Hongrie où 200 millions de mètres cubes d'eaux usées sont utilisées en 1991 pour l'irrigation de diverses cultures, de prairies, de rizières et de peupleraies. [7]

I.1.4.Le Japon :

Malgré une moyenne de précipitation annuelle haute (environ 1730 mm par an), le Japon connaît certains problèmes d'approvisionnement en eau en raison d'une forte densité de population sur un territoire restreint. De ce fait, plusieurs projets de réutilisation des eaux usées ont vu le jour dans les grandes métropoles. Contrairement aux régions arides ou semi-arides du monde où l'irrigation agricole et des espaces verts constitue le mode le plus développé ;la réutilisation des eaux usées au Japon est prédominante dans le cas des usages urbains tels que l'alimentation des chasses d'eau dans les immeubles, les usages industriels ou encore dans la restauration et l'augmentation des débits des cours d'eau urbains aménagés.

La réutilisation des eaux usées dans les grandes villes est perçue par la population comme un élément important du cycle de l'eau et comme une ressource particulièrement utile dans l'environnement urbain. En effet, les eaux usées traitées peuvent être utilisées dans les

situations d'urgence engendrées par des catastrophes telles que les tremblements de terre. A Tokyo, la réutilisation est une pratique fortement encouragée. De nombreux immeubles sont équipés d'un second réseau de distribution pour l'alimentation des chasses d'eau. L'inconvénient majeur d'une telle réutilisation est le coût financier pour élaborer un second réseau domestique de distribution et disposant de sécurités suffisantes pour éviter toutes interconnexions. Parallèlement à ces immeubles approvisionnés par les eaux usées des stations d'épuration, on peut souligner que d'autres immeubles recyclent les eaux grises pour l'alimentation des chasses d'eau. Cette alimentation constitue de 20 à 30% de l'eau utilisée dans un immeuble . Cette pratique concerne 33% des foyers installés en zone urbaine au Japon. La loi japonaise impose en fait la mise en place d'un réseau de recyclage de ces eaux grises pour toute nouvelle construction située en zone urbaine . A Tokyo, tout immeuble de plus de 30000 m² de surface de plancher ou susceptible de réutiliser plus de 100 m³ d'effluent traité par jour doit être équipé d'un double réseau de distribution. [7]

I.1.5.L'Australie :

L'Australie est l'un des continents les plus secs . L'intensité des précipitations est très variable dans l'espace puisqu'un quart du continent concentre 80% des précipitations. Depuis 1991, il y a eu un rapide développement des initiatives liées au recyclage de l'eau et notamment dans le cadre de la réutilisation des eaux usées urbaines. Dans les zones tempérées de l'Australie, la réutilisation concerne essentiellement l'irrigation des cultures telles que la canne à sucre alors que dans les zones arides, c'est l'irrigation des plantations d'arbres qui prédomine. Des initiatives concernant l'utilisation d'eau usée pour alimenter les chasses d'eau ont débuté en 1996. [7]

I.1.6. La réutilisation des eaux usées épurées en France :

En France, la réutilisation des eaux épurées est peu développée. Cela est essentiellement dû à l'abondance des ressources en eau. En effet, sur les parties du territoire les moins arrosées, la pluviométrie moyenne annuelle ne descend guère au dessous de 600 millimètres. En conséquence, à part quelques situations locales, il n'existe pas de véritable pénurie d'eau en France. Si certaines réalisations existent et apparaissent, c'est pour répondre à des nécessités locales, les motivations inhérentes à ces projets peuvent être de deux ordres. D'une part, elles peuvent induire un accroissement des ressources en eau et d'autre part, supprimer ou au moins réduire les rejets d'eaux usées dans un milieu récepteur sensible. Ceux-ci peuvent concerner les eaux de baignade, les parcs conchylicoles, les nappes karstiques ou encore la proximité d'un captage. La réutilisation permet donc de minimiser mais aussi de valoriser la pollution produite par les agglomérations.

Sur le continent, la réutilisation agricole des eaux épurées a permis de soulager les ressources traditionnelles trop sollicitées par l'irrigation de cultures grandes consommatrices d'eau .

Ainsi, depuis 1996, un projet pilote européen de grande ampleur a été mis en service près de Clermont-Ferrand.

En région méditerranéenne, deux des questions les plus difficiles auxquelles sont confrontées les collectivités locales sont la prévention des incendies de forêt et l'élimination des eaux usées. L'installation de Cogolin est la première tentative faite en France dans la valorisation des eaux usées par l'irrigation en forêt. Les eaux utilisées pour l'irrigation sont les effluents de la station de Cogolin . [7]

I.2.Définition :

On entend par eaux usées, dans le sens le plus large, toutes les eaux à évacuer des zones bâties. Il s'agit des eaux usées provenant des ménages, de l'artisanat et de l'industrie.

Les eaux usées sont des eaux altérées par les activités humaines à la suite d'un usage domestique (eaux ménagères lessives, cuisine et bain ainsi que les eaux de vannes (WC)), industriel, artisanal, agricole ou autre.

Une personne consomme en moyenne 150 à 200 litres d'eau potable par jour. Une fois utilisée, elle devient de l'eau dite « eau usée »

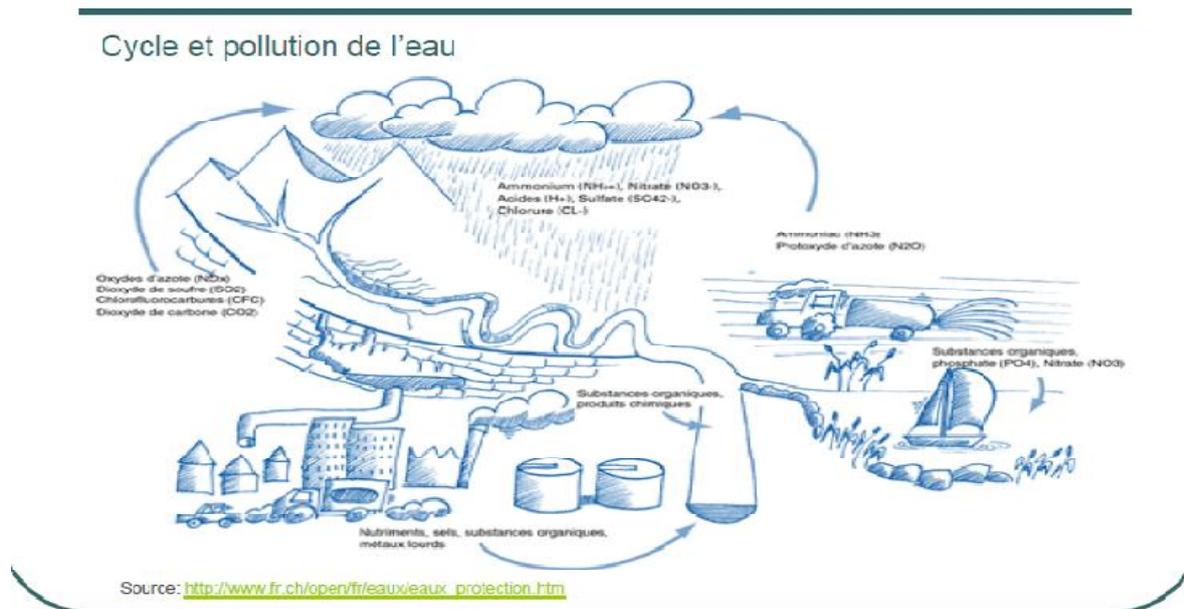


Figure I.1 : cycle et pollution de l'eau

I.2.1.Origine et composition des eaux usées :

Suivant l'origine des substances polluantes on distingue entre quatre catégories d'eaux usées :

I.2.2.Les eaux usées domestiques :

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique. Elles se répartissent en eaux ménagères, qui ont pour origine les salles de bains et les cuisines et sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvants, de débris organiques, ...etc. Les eaux de vannes sont les rejets des toilettes, chargés de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux.

I.2.3. Les eaux industrielles :

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus des matières organiques azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques ou des hydrocarbures.

I.2.4. Les eaux agricoles :

L'agriculture est une source de pollution des eaux car elle apporte les engrais et les pesticides.

I.2.5. Les eaux pluviales :

On entend par eaux pluviales, les eaux issues du ruissellement des toitures, des terrasses, des parkings et des voies de la circulation. Leur destination est **LE MILIEU NATUREL**.

I.3. Origine de la pollution dans les eaux usées :

La pollution des eaux usées se manifeste sous forme minérale, organique et microbiologiques.

I.3.1. La pollution organique :

La pollution organique des eaux urbaines se compose principalement de protéides, de glucides et de lipides ainsi que des détergents utilisés par les ménages et cuisines.

I.3.2. La pollution microbiologique :

L'eau usée est un milieu favorable pour le développement des germes pathogènes, la pollution microbiologique provoque chez l'homme des maladies hydriques tel que, la fièvre typhoïde, le choléra, la tuberculose.

I.3.3. La pollution minérale :

Elle est constituée essentiellement des métaux lourds en provenance des industries métallurgiques de traitement de minerais ou on peut citer le plomb, le cuivre, le fer, le zinc, le mercure....

I.4. Les principaux paramètres de la pollution :

Les paramètres spécifiques qui permettent d'évaluer le degré de pollution des eaux usées se présente sous deux formes :

I.4.1. Paramètres physiques :

a)- La température :

Elle a une influence déterminante sur l'activité des micro-organismes et sur la réserve d'oxygène pour le processus d'auto-épuration. Pour garantir le bon fonctionnement de certains ouvrages de la chaîne de traitement (dégraisseurs) cette température ne doit pas dépasser 30°C.

b)- La turbidité :

Elle indique la présence plus ou moins importante des M.E.S d'origine organique ou minérale.

c)- La conductivité :

C'est un paramètre qui varie en fonction de la concentration des sels en solution. Plus leur concentration ionique est grande; plus la conductivité est grande. La mesure de la conductivité donne une idée sur la salinité de l'eau.

d)- Couleur et odeur :

La couleur d'une eau usée urbaine est grisâtre, mais certains rejets industriels (teinture, papeteries....) contiennent des colorants particulièrement stables. Il existe plusieurs gaz qui donnent des odeurs, résultant d'une fermentation ou décomposition, parmi lesquels on peut citer NH_3 , H_2S

e)- Les matières en suspension (M.E.S) :

Se sont des matières insolubles, fines, minérales ou organiques, biodégradables ou non. La présence de matières en suspension dans l'eau réduit la luminosité et abaisse la productivité du milieu récepteur

Deux techniques sont utilisées pour le dosage des matières en suspension :

- Séparation par filtration (filtres en papier, membranes filtrantes).
- Centrifugation.

f)- Les matières volatiles en suspension (M.V.S) :

Elles représentent la partie organique des matières en suspension, elles sont mesurées par calcination à 600°C en deux heures, présentent en moyenne 70% à 80% des M.E.S.

g)- Les matières minérales (M.M) :

Elles représentent la fraction minérale des matières en suspension, c'est la différence entre les M.E.S et les M.V.S.

i)- Le pH :

Le pH est un élément important pour définir le caractère agressif incrustant des eaux, il représente leur acidité ou leur alcalinité. Dans les procédés biologiques la valeur de pH est modifier par divers phénomènes tels que :

- ◆ La dégradation d'acide organique qui fait varier le pH de la zone acide à la zone neutre.
- ◆ La neutralisation du dioxyde de carbone produit par voie biogène fait varier le pH de la zone alcaline à la zone neutre.

Finalement on constate bien que le pH est un facteur important dans le choix d'un procédé de traitement des eaux résiduaires pour les procédés aérobie de pH qui varie de 6.5 à 8. Pour la fermentation métallique le pH varie entre 7.2 à 7.8.

I.4.2. Les paramètres chimiques :

a)- La demande biochimique en oxygène (D.B.O5) :

La demande biochimique en oxygène est la quantité d'oxygène exprimée en mg/l et consommée dans les conditions de l'essai d'incubation à 20°C et à l'obscurité, pendant 5 jours pour assurer par voie biologique l'oxydation des matières organiques biodégradables présentes dans l'eau usée. Pour être complète, l'oxydation des matières organiques biodégradables présentes dans l'eau usée. Pour être complète l'oxydation biologique demande un temps de 21 à 28 jours. On obtient alors la DBO ultime. Par convention, la DBO ultime, trop longue à aboutir, est remplacée par la DBO5, c'est-à-dire par la quantité d'oxygène consommée après 5 jours d'incubation. La DBO5 ne représente normalement que la pollution carbonée biodégradable.

b)- La demande chimique en oxygène (D.C.O) :

C'est la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction chimique de l'ensemble des matières organique, et minérale contenues dans l'eau usée. La détermination se fait par l'ajout à un volume d'échantillon d'une quantité connue d'oxygène sous forme d'un agent chimique efficace comme le bicarbonate de potassium, en milieu acide et chaud ce qui conduit à l'oxydation chimique.

I.4.3. Les normes des eaux résiduaires :

Dans le cadre de la protection de l'environnement et la santé publique l'organisation mondiale de la santé (O.M.S) fixe des niveaux de rejet selon la destination de l'eau épurée :

tableau I.1: Les normes de rejet des eaux usées .

PARAMETRES	VALEURS
DB05 (mg/l)	30
DCO (mg /l)	90
MES (mg/l)	30
Température (c°)	30
Azote (mg /l)	40-50
Détergeant (mg /l)	01
Phosphate (mg /l)	02
Huiles (mg /l)	20

I.5. Intérêt, bénéfices et contraintes de la réutilisation des eaux usées :

La réutilisation des eaux usées est un enjeu politique et socio-économique pour le développement futur des services d'eau potable et d'assainissement à l'échelle mondiale.

Elle présente, en effet, l'avantage majeur d'assurer une ressource alternative à moindre coût permettant de limiter les pénuries d'eau, de mieux préserver les ressources naturelles et de contribuer à la gestion intégrée de l'eau

I.5.1. Intérêt, avantages et bénéfices :

I.5.1.1. Ressource alternative :

- ✓ Augmenter la ressource en eau et la flexibilité d'approvisionnement tout en diminuant la demande globale ;
- ✓ Différer le besoin de mobilisation d'autres ressources en eau ;
- ✓ Assurer une ressource fiable, disponible et indépendante des sécheresses pour l'irrigation et les usages industriels ;
- ✓ Dans certains cas, une exécution rapide et plus facile que la mobilisation de nouvelles ressources en eau de première main ;
- ✓ Garantir une indépendance vis-à-vis du fournisseur d'eau potable (par exemple pour des raisons politiques) ;

I.5.1.2. Conservation et préservation des ressources :

- ✓ Économiser l'eau potable pour la réserver aux usages domestiques ;
- ✓ Contrôler la surexploitation des ressources souterraines ;

I.5.1.3. Valeur économique ajoutée :

- ✓ Éviter les coûts du développement, du transfert et de pompage de nouvelles ressources en eau fraîche ;
- ✓ Dans certains cas, éviter les coûts de l'élimination des nutriments des eaux usées ;
- ✓ Réduire ou éliminer l'utilisation des engrais chimiques en irrigation ;
- ✓ Assurer des revenus complémentaires grâce à la vente de l'eau recyclée et des produits dérivés ;
- ✓ Assurer des bénéfices économiques pour les usagers grâce à la disponibilité de l'eau recyclée en cas de sécheresse ;
- ✓ Favoriser le tourisme dans les régions arides ;
- ✓ Augmenter la valeur foncière des terrains irrigués ;

I.5.1.4. Valeur environnementale :

- ✓ Réduire les rejets de nutriments et de polluants dans le milieu récepteur ;
- ✓ Améliorer et maintenir les plans d'eau en cas de sécheresse ;
- ✓ Éviter les impacts négatifs liés à la construction de nouveaux barrages, réservoirs, etc. ;
- ✓ Améliorer le cadre de vie et l'environnement (espaces verts, etc.) ;
- ✓ Proposer une alternative fiable aux rejets d'eaux usées dans les milieux sensibles (zones de baignade ou conchylicoles ;
- ✓ réserves naturelles, etc.) ;

- ✓ Profiter des nutriments apportés par l'eau d'irrigation pour augmenter la productivité des cultures agricoles et la qualité des espaces verts ;

I.5.1. 5.Développement durable :

- ✓ Réduire les coûts énergétiques et environnementaux par rapport à ceux de l'exploitation des aquifères profonds, du transport d'eau à longues distances, du dessalement, etc ;
- ✓ Assurer une ressource alternative à faible coût pour les régions arides, la protection des milieux sensibles et la restauration des zones humides ;
- ✓ Augmenter la production alimentaire en cas d'irrigation ;

I.5.2. Défis et contraintes :

I.5.2.1.Aspects législatifs et sanitaires :

- ✓ Problèmes de santé publique liés aux pathogènes éventuels dans les eaux usées non traitées ;
- ✓ Absences de réglementation et des incitations à la réutilisation ;
- ✓ Exploitation inappropriée et/ou qualité non-conforme ;

I.5.2.2.Aspects sociaux-légaux :

- ✓ Acceptation publique de la réutilisation ;
- ✓ Répartition des responsabilités et gestion des litiges ;

I.5.2.3.Aspects économiques :

- ✓ Financement des infrastructures (traitement tertiaire et réseau de distribution) et des coûts d'exploitation ;
- ✓ Demande saisonnière pour l'irrigation et besoin de stockage ;
- ✓ Faible prix de l'eau potable (subventionnée) surtout pour les agriculteurs ;
- ✓ Responsabilité pour la perte potentielle du revenu de la vente d'eau potable ;

I.5.2.4.Aspects environnementaux et agronomiques :

- ✓ La présence de beaucoup de sels, bore, sodium et autres ;
- ✓ micropolluants peut avoir des effets négatifs sur certaines cultures et les sols ;

I.5.2.5.Aspects technologiques :

- ✓ Une grande fiabilité d'exploitation est requise ;
- ✓ Importance du choix de la filière de traitement ;

I.6. Domaines de la réutilisation des eaux usées :

Les usages des eaux usées épurées sont nombreux. Cependant, les réalisations les plus connues, portent sur l'agriculture (vergers, fourrages, produits à consommer après cuisson), d'autres usages sont possibles et qui portent, dans l'ordre sur les eaux urbaines de lavage et d'arrosage, le refroidissement, l'industrie, les loisirs avec la navigation de plaisance. En effet pour ces usages, l'adaptation en qualité est assez aisée.

I.6.1. Agriculture irriguée :

La quantité des eaux usées rejetée incite les agriculteurs à utiliser cette source d'eau. Aussi, la richesse en éléments fertilisants tel que l'azote, le phosphore et le potassium, nécessaires pour le développement des plantes et aussi pour la fertilisation du sol, permet d'économiser l'achat des engrais et d'augmenter la production agricole (Mara et Cairncross, 1989).

I.6.2. Réutilisation industrielle :

La réutilisation industrielle des eaux usées et le recyclage interne sont désormais une réalité technique et économique. Pour les pays industrialisés, l'eau recyclée fournit 85 % des besoins globaux en eau. Les centrales thermiques et nucléaires (eau de refroidissement) sont parmi les secteurs qui utilisent les eaux usées en grande quantité. La qualité de l'eau réutilisée dépend de l'industrie ou de la production industrielle (Ecosse, 2001). Aux Etats-Unis, par exemple, le volume des eaux résiduaires réutilisées en industrie est d'environ 790 000 m³/jour, dont 68 % pour le refroidissement (Lazarova, 1998).

I.6.3. Réutilisation en zone urbaine :

En zone urbaine et périurbaine, la réutilisation des eaux usées est une source importante. Les usages les plus courants sont l'irrigation d'espaces verts (parcs, golfs, terrains sportifs), l'aménagement paysager (cascades, fontaines, plans d'eau), le lavage des rues ou des véhicules et la protection contre l'incendie. Une autre application importante est le recyclage en immeuble, par exemple l'utilisation de l'eau ménagère traitée pour le lavage (Ecosse, 2001).

I.6.4. Production de l'eau potable :

Pour la production de l'eau potable plusieurs pays exigent des normes très sévères dont l'élimination totale des virus (l'Afrique du Sud et l'Australie) (Lazarova, 1998).

Le progrès technologique du métier de l'eau permet de produire une eau de très bonne qualité, même à partir des eaux usées. De nombreuses études permettent l'utilisation des eaux usées d'une manière correcte, si les procédures suivies dans le traitement peuvent éliminer tous les éléments pathogènes (Lazarova, 1998).

I.6.5. Autres :

On peut utiliser les eaux usées dans d'autres secteurs tels que l'aquaculture et la pisciculture.

I.7. Etat actuel de la réutilisation des eaux usées en Algérie :

L'Algérie se situe, à l'instar des 17 pays Africains touchés par le stress hydrique, dans la catégorie des pays les plus pauvres en matière de potentialités hydriques, soit en dessous du seuil théorique de rareté fixé par la Banque Mondiale,

La problématique de l'eau est indissociable du développement durable dans la mesure où l'eau doit permettre de répondre aux besoins des générations actuelles sans hypothéquer, la capacité des générations futures à satisfaire les leurs.

Il faudrait disposer entre 15 et 20 milliards de m³ par an, en réservant 70% à l'agriculture, pour parvenir à une sécurité alimentaire satisfaisante. C'est un défi titanesque lorsqu'on sait qu'on mobilise à peine au plus 5 milliards de m³ d'eau par an. [6] La pression exercée sur ces ressources ne cessera de s'amplifier sous les effets conjugués de la croissance démographique et des politiques appliquées vis-à-vis des activités consommatrices d'eau.

Pour les axes stratégiques, des actions sur la demande à travers des programmes d'économie d'eau, accroissement de la mobilisation des ressources en eaux non conventionnelles par la réutilisation des eaux usées épurées et dessalement d'eau de mer (13 grandes unités en cours de réalisation pour une capacité de 2,5 millions de m³/jour pour les grandes villes du littoral afin de libérer les capacités de barrages pour le développement des hauts plateaux et de l'agriculture. [5]

Il soulignera que le volume d'eaux usées rejetées à l'échelle nationale est estimé actuellement a près de 750 millions de m³ et dépassera 1,5 milliards de m³ à l'horizon 2020.

Afin de prendre en charge l'épuration de ce potentiel d'eaux usées, le secteur des ressources en eau a engagé un programme ambitieux en matière de réalisation d'installations d'épuration. Le nombre de station d'épuration en exploitation est de 102 (52 STEP et 50 lagunes) pour une capacité de production environ 663000 m³/an. [5]

Le nombre des stations en cours de réalisation est de 176 (87 Step plus 89 lagunes) pour 355hm³/an. Les stations d'épuration sont gérées pendant deux ans par les constructeurs puis par l'office national de l'assainissement (ONA) avec un programme de formation pour garantir une continuité de service.

la réglementation de l'usage de cette ressource non conventionnelle sont réalisés à travers l'étude de réutilisation des eaux usées épurées à l'échelle nationale par le ministère des ressources en eau, achevés en décembre 2008. Les principales conclusions de cette étude : pour un renforcement des allocations d'eau pour l'agriculture d'où extension des superficies irriguées (800 millions de m³), augmentation graduelle de taux de réutilisation de 37000 ha (280 millions de m³) à court terme, 80000 ha (600 millions de m³) à moyen terme et 100.000 ha (800 millions de m³) à long terme. [5]

Conclusion :

Une irrigation de cultures ou d'espaces verts qui met en œuvre des eaux usées n'est pas une irrigation banale. En effet, ces eaux véhiculent des pollutions qui posent des problèmes de santé publique, de conservation des sols et de protection de l'environnement, qui ne doivent être ni exagérés ni sous-estimés.

Les propriétés physiques, ainsi que les constituants chimiques et biologiques des eaux usées sont des paramètres importants, dont il faut tenir compte dans la conception de projets de réutilisation agricoles des effluents. Il est aussi indispensable de respecter les normes de rejets des effluents définies par l'OMS.

Pour limiter les problèmes et les risques associés à la réutilisation des eaux usées en agriculture, des mesures de lutte sont recommandés. Parmi ces mesures, le traitement des eaux usées résiduelles, les mesures professionnelles, la restriction des cultures et le choix du système d'irrigation sont les plus efficaces.

CHAPITRE II :
Procèdes d'épuration
des eaux usées

Introduction :

Les eaux usées, qu'elles soient d'origine domestique ou industrielle, sont collectées par un réseau d'assainissement complexe pour être traitées dans une station d'épuration avant d'être rejetées dans le milieu naturel. En station, les traitements varient en fonction de la nature de ces eaux usées et de la sensibilité à la pollution du milieu récepteur.

Aujourd'hui, les usines de traitement des eaux usées mettent en œuvre des traitements de plus en plus performants, capables d'éliminer à la fois la pollution carbonée, l'azote et le phosphore. Ces usines sont dimensionnées pour traiter une certaine charge de pollution et assurer un rejet conforme à l'arrêté préfectoral d'autorisation.

II.1.Objectifs de l'épuration :

- Préservation de la qualité des eaux de nappes et cours d'eau.
- Eviter les risques de santé publique
- la recharge des nappes souterraines telles qu'en Grande Bretagne et en Israël, ou 20% des eaux usées sont infiltrées pour l'alimentation des eaux souterraines,
- l'utilisation comme eau de refroidissement industrielle, on cite l'usage de 4000m³ par jour des eaux traitées en Australie.
- l'irrigation des différentes cultures agricoles.

II.2.Les différents étapes d'épuration :

Il y a plusieurs niveaux de traitement des eaux usées. Il y a les traitements primaires, secondaires et tertiaires. Plusieurs établissements municipaux de traitement des eaux usées utilisent le niveau primaire et secondaire et quelques installations utilisent le traitement tertiaire. Le type et l'ordre de traitement peuvent varier d'une usine de traitement à l'autre.

II.2.1.Prétraitement :

II.2.1.1.Dégrillage :

A l'arrivée, l'eau usée en provenance des égouts passe entre les barreaux métalliques d'une grille (ou d'un tamis) qui retiennent les déchets volumineux (papiers, les feuil, matières plastiques, objets divers...) et l'effluent est relevé jusqu'au niveau de l'usine à l'aide de vis d'Archimède ou de pompes.



Photo II.1 : un Dégrillage mécanique.

II.2.1.2.Dessablage :

Les sables et graviers susceptibles d'endommager les installations en aval (ensablement de conduites, des bassins, usure des pompes et autres organes métalliques...) se déposent au fond de bassins conçus à cet effet. Ils sont récupérés de différentes façons : raclage vers une fosse de collecte, pompe suceuse...

II.2.1.3.Dégraissage-déshuilage :

L'injection de fines bulles d'air dans un bassin permet de faire remonter les huiles et les graisses en surface où elles sont raclées selon le principe de l'écumage.



Photo II.2 : un Dégraissage-déshuilage

II.2.2.Traitement primaire :

La décantation « primaire » s'effectue dans des bassins, le plus souvent de forme cyclonique, mais il existe bien d'autres types de décanteurs. Elle permet d'éliminer 70 % environ des matières minérales et organiques en suspension qui se déposent au fond du bassin où elles constituent les boues dites « primaires ». ils sont récupérées par raclage au fond du bassin et envoyées dans des épaisseurs pour y être traitées.

Les performances de la décantation peuvent être améliorées par l'adjonction de produits chimiques (sulfate d'alumine, chlorure ferrique, agents de coagulation...). Cette technique qu'on appelle « floculation » permet de capter 90 % des matières en suspension.

II.2.3.Traitement biologique :

Après décantation, l'effluent est introduit dans des bassins équipés de dispositifs d'aération (turbines, insufflation d'air...) où des microorganismes, naturellement présents dans l'effluent, dégradent les matières organique dissoutes. L'air insufflé leur fournit l'oxygène nécessaire pour respirer et ils se développent en se nourrissant de la pollution organique . Ces microorganismes exercent également un effet physique de rétention de la pollution par leur propension à se rassembler en films ou flocons.

Les techniques de traitement biologique les plus couramment employées sont :

- les lits bactériens et disques biologiques ;
- les boues activées ;
- les techniques de bio filtration ou filtration biologique accélérée.

II.2.3.1.Lit bactérien :

Le principe de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler les eaux usées, préalablement décantées sur une masse de matériaux poreux ou caverneux qui sert de support aux micro-organismes (bactéries) épurateurs

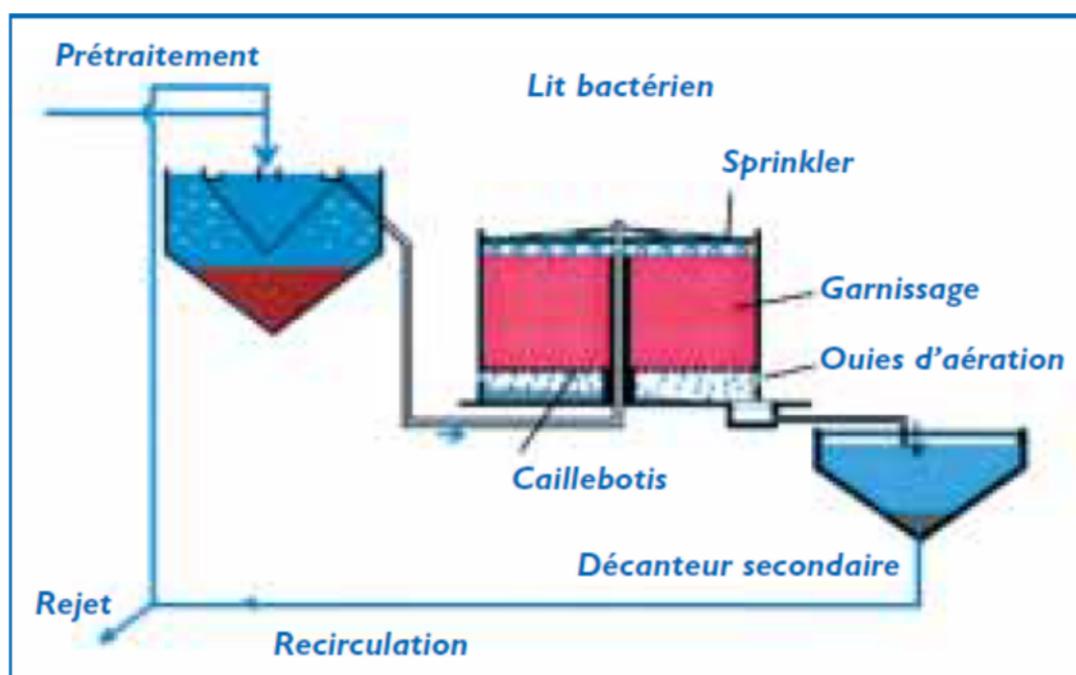


Figure II.3.Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien.

Une aération est pratiquée soit par tirage naturel soit par ventilation forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement.

Les matières polluantes contenues dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent, à contre courant, à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs. Le film biologique comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond. Les sous-produits et le gaz carbonique produits par l'épuration s'évacuent dans les fluides liquides et gazeux.

Tableau II.1:Le dimensionnement des lits bactériens

Objectif de rejet	Type de garnissage	Charge organique maximum (kg DBO ₅ /m ³ .j)	Hauteur de matériau minimum (m)	Charge hydraulique minimum (m/h)	Taux de recirculation minimum
≤ 35 mg DBO ₅ /l	Traditionnel	0,7	2,5	1	2
	Plastique	0,7	4	2,2	2
≤ 25 mg DBO ₅ /l	Traditionnel	0,4	2,5	0,7	2,5
	Plastique	0,4	5	1,8	2,5

Source Document technique FNDAE n°22

II.2.3.2. Disques biologiques :

Une autre technique faisant appel aux cultures fixées est constituée par les disques biologiques tournants.

Les micro-organismes se développent et forment un film biologique épurateur à la surface des disques.

Les disques étant semi-immergés, leur rotation permet l'oxygénation de la biomasse fixée.

Il convient, sur ce type d'installation, de s'assurer :

- de la fiabilité mécanique de l'armature (entraînement à démarrage progressif, bonne fixation du support sur l'axe),
- du dimensionnement de la surface des disques (celui-ci doit être réalisé avec des marges de sécurité importantes).

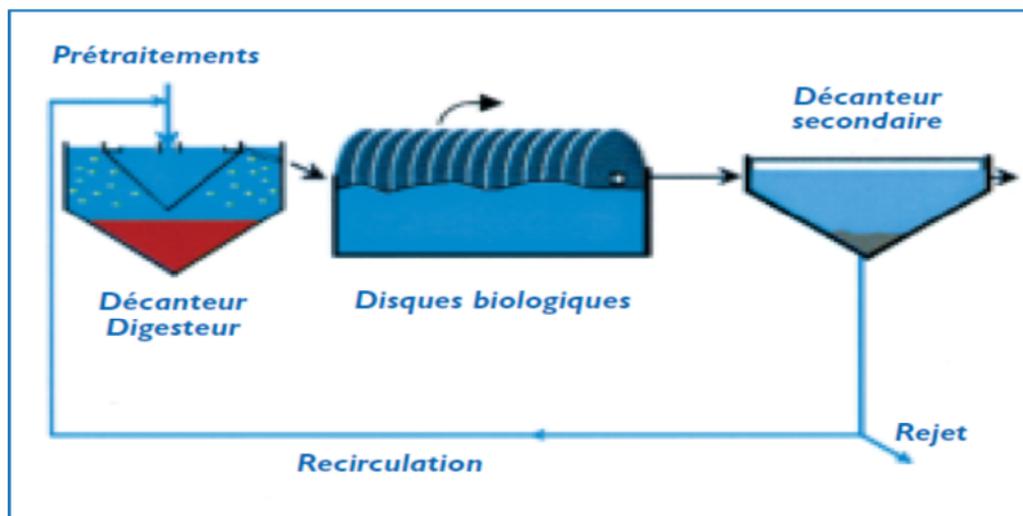


Figure II.4.Synoptique d'une station d'épuration comportant un disque biologique

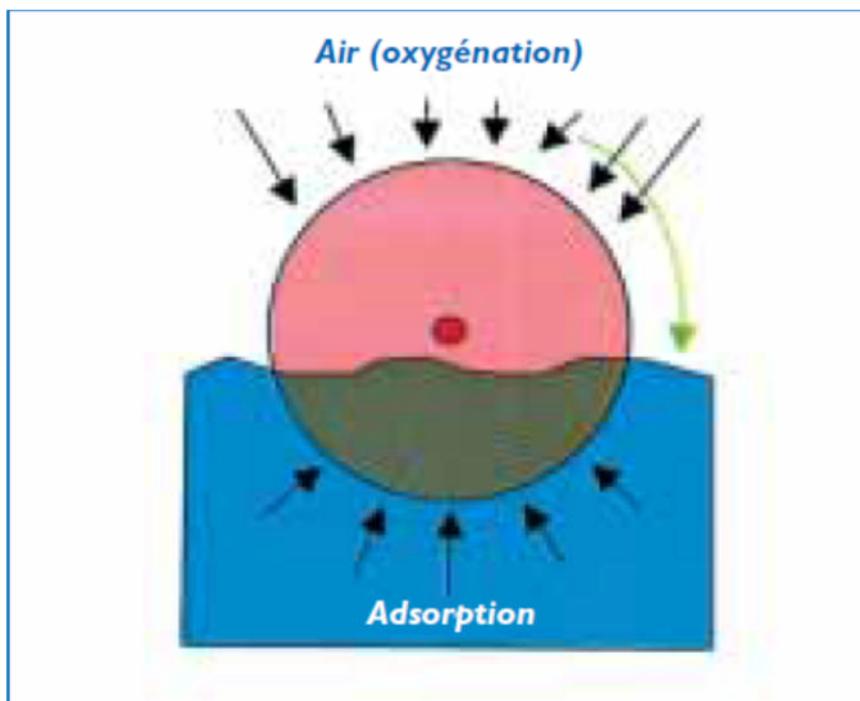


Figure II.5.Schéma de principe d'un disque biologique.

Tableau II.2:Le dimensionnement des disques biologiques

Objectif de rejet	Charge organique à appliquer (après décantation primaire)
$\leq 35 \text{ mg DBO}_5/\text{l}$	$9 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2.\text{j}$
$\leq 25 \text{ mg DBO}_5/\text{l}$	$7 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2.\text{j}$

Source Document technique FNDAE n°22

II.2.3.3.Boues activées :

Le principe des boues activées réside dans une intensification des processus d'autoépuration que l'on rencontre dans les milieux naturels .

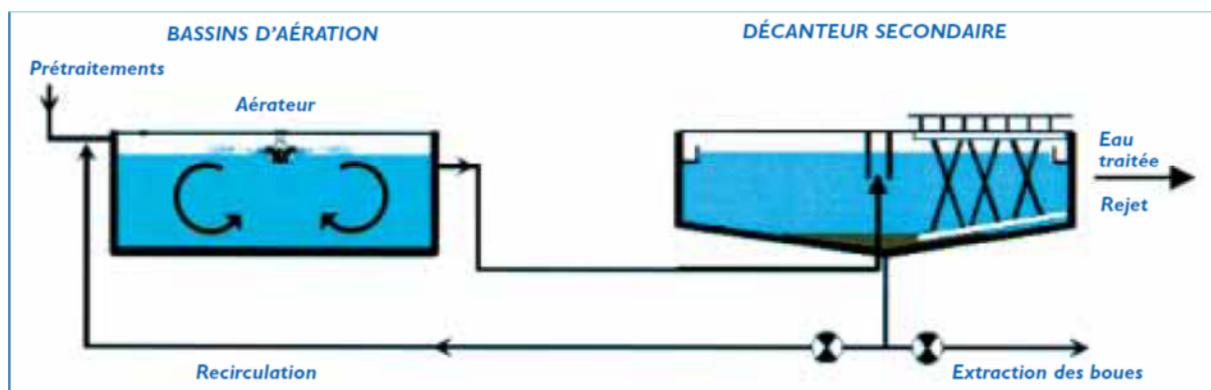


Figure II.6.Synoptique d'une boue activée - aération prolongée

Le procédé “boues activées” consiste à mélanger et à agiter des eaux usées brutes avec des boues activées liquides, bactériologiquement très actives. La dégradation aérobie de la pollution s'effectue par mélange intime des microorganismes épurateurs et de l'effluent à traiter. Ensuite, les phases “eaux épurées” et “boues épuratrices” sont séparées.

Une installation de ce type comprend les étapes suivantes :

- les traitements préliminaire et, éventuellement, primaire ;
- le bassin d'activation (ou bassin d'aération) ;
- le décanteur secondaire avec reprise d'une partie des boues ;
- l'évacuation des eaux traitées ;
- les digesteurs des boues en excès provenant des décanteurs.

Le dimensionnement du bassin d'aération s'effectue comme suit, dans le cas d'une aération prolongée (Document technique FNDAE n°22) :

- ✓ Charge massique : $\leq 0,1$ kg DBO5/kg MES.j ;
- ✓ Charge volumique : $\leq 0,35$ kg DBO5/m³.j ;
- ✓ Concentration de boues : 4 à 5 g MS/l ;
- ✓ Temps de séjour : 24 heures environ ;
- ✓ Besoins en O₂ : de l'ordre 1,8 kg O₂/kg DBO5 éliminée ;

Une boue activée aération prolongée permet d'éliminer 95 % de la DBO5.

Tableau II.3.Avantages et inconvénients des différentes filières intensives

Filière	Avantages	Inconvénients
Lit bactérien et disque biologique	<ul style="list-style-type: none"> - faible consommation d'énergie ; - fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées ; - bonne dilatabilité des boues ; - plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées ; - généralement adaptés pour les petites collectivités - résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment). 	<ul style="list-style-type: none"> - performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes ; - coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée) - nécessité de prétraitements efficaces ; - sensibilité au colmatage ; - ouvrages de taille importante si des objectif d'élimination de l'azote sont imposés.
Boue activée	<ul style="list-style-type: none"> - adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites) ; - bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES,DCO,DBO5, N par nitrification et dénitrification) ; - adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles ; - boues (cf. glossaire) légèrement stabilisées ; - facilité de mise en œuvre d'une dé phosphatation simultanée. 	<ul style="list-style-type: none"> - coûts d'investissement assez importants ; - consommation énergétique importante ; - nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; - sensibilité aux surcharges hydrauliques ; - décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser ; - forte production de boues qu'il faut concentrer.

Les avantages de ces techniques font qu'elles rencontrent un grand succès auprès de l'ensemble des agglomérations.

Autre atout, en particulier pour les boues activées, elles font l'objet de recherches assez poussées de la part des grands groupes de l'eau et l'on peut trouver facilement des publications détaillées relatives à leur dimensionnement et aux innovations permettant d'améliorer les rendements sur tel ou tel paramètre.

Néanmoins les lits bactériens et les disques biologiques restent, si on respecte les règles de dimensionnement évoquées précédemment, des techniques particulièrement adaptées aux petites agglomérations car elles présentent des coûts d'exploitation bien moindres :

- ✓ beaucoup moins d'énergie consommée (jusqu'à cinq fois moins par rapport à une boue activée),
- ✓ nécessité d'un personnel moins nombreux pour la conduite de ce type de station rustique ...

Ces techniques peuvent être utilisées en combinaison avec des filières extensives. En particulier, les stations constituées d'un disque biologique ou d'un lit bactérien, suivies d'une lagune de finition, peuvent permettre d'obtenir des rejets d'excellente qualité (élimination des nutriments, fort abattement des germes pathogènes).

II.2.4.Traitement complémentaires :

Pour obtenir une épuration plus poussée, notamment lorsque la sensibilité du milieu récepteur l'exige (zone de baignade, vie piscicole, prise d'eau potable en aval de la station...), il peut être nécessaire d'effectuer des traitements complémentaires du type

- filtration sur lit de sable,
- désinfection par le chlore ou d'autres produits oxydants (ozone...),
- élimination de l'azote,
- élimination du phosphore.

II.2.5.Traitement des boues :

Le traitement d'un mètre cube d'eaux usées produit de 350 à 400 grammes de boues. Ces boues, généralement très liquides, contiennent une forte proportion de matières organiques. Elles sont donc très fermentescibles et susceptibles de causer des nuisances.

Le traitement a pour but de les conditionner en fonction des filières d'élimination :

- réduction de leur volume par épaissement, déshydratation, séchage thermique ou incinération,
- diminution de leur pouvoir de fermentation par stabilisation biologique, chimique ou thermique (rajout de chaux par exemple).
- Un traitement chimique des odeurs est souvent associé à ce traitement.

La gestion des boues représente souvent une préoccupation pour les exploitants des usines de traitement et pour les collectivités locales. L'élimination des boues connaît d'importantes évolutions, en particulier au niveau des filières et des débouchés finaux : utilisation agricole, compostage, incinération, récupération d'énergie, envoi en centre d'enfouissement technique.

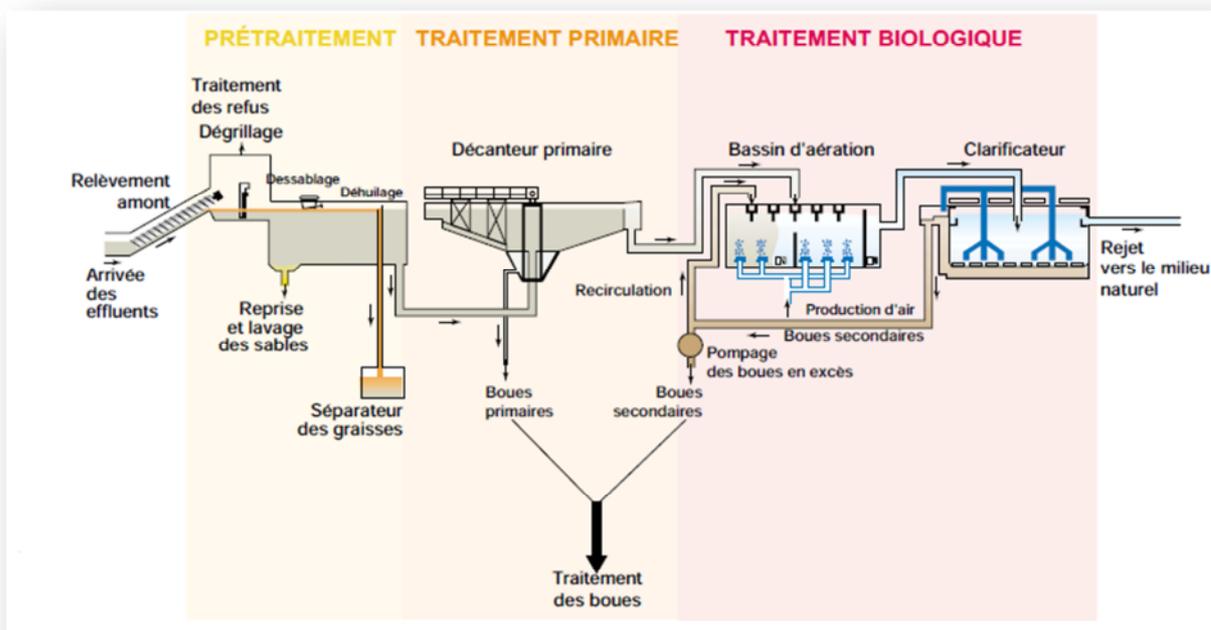


Figure II.7.Schéma des différents procédés d'épuration.

II.3.Le contexte réglementaire national :

Dans le domaine de l'utilisation des eaux usées épurées à des fins d'irrigation, l'Algérie dispose du Décret exécutif n° 07-149 au 20 mai 2007 qui fixe les modalités de concession d'utilisation des eaux usées épurées à des fins d'irrigation.

L'article 15 prévoit la promulgation d'un arrêté conjoint des ministères chargés des ressources en eau, de l'agriculture et de la santé ayant pour objet l'établissement d'une liste de cultures pouvant être irriguées par les eaux usées épurées.

Le dit arrêté fut promulgué en date du 02/01/2012. En fait il s'agit de deux arrêtés :

Le premier ayant pour objet la fixation des spécifications des eaux usées épurées utilisées à des fins d'irrigation du point de vue microbiologique et physico-chimique

Le second a pour objet la fixation de la liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées.

Nous reportons ci-après, les spécifications requises des eaux usées épurées utilisées à des fins d'irrigation ainsi que la liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées.

Tableau II.4. Les normes algériennes des paramètres physico chimique.

Paramètres	unité	Concentration maximale admissible		
Physiques	pH	-	6.5 -8.5	
	MES	mg/l	30	
	Ce	ds/m	3	
	Infiltration , le SAR= 0 -- 3	m/s	0.2	
			3 – 6	0.3
			6 – 12	0.5
12 – 20			1.3	
20 -- 40	3			
Chimiques	DBO5	mg/l	30	
	DCO	mg/l	90	
	Chlorures	még/l	10	
	Azote (NO3 – N)	mg/l	30	
	bicarbonates	még/l	8.5	
Eléments toxiques(*)	Aluminium	mg/l	20	
	Arsenic	mg/l	2	
	béryllium	mg/l	0.5	
	Bore	mg/l	2	
	Cadmium	mg/l	0.05	
	Chrome	mg/l	1	
	Cobalt	mg/l	5	
	cuivre	mg/l	5	
	Cyanures	mg/l	0.5	
	Fluor	mg/l	15	
	fer	mg/l	20	
	Phénols	mg/l	0.002	
	Plomb	mg/l	10	
	lithium	mg/l	2.5	
	manganèse	mg/l	10	
	Mercur	mg/l	0.01	
	molybdène	mg/l	0.05	
	Nickel	mg/l	2	
sélénium	mg/l	0.02		
vanadium	mg/l	1		
Zinc	mg/l	10		

Tableau II.5.La liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées.

Groupes de cultures	Liste des cultures
Les arbres fruitiers (1)	Dattier, vigne, pommier, pêcher, poirier, abricotier, néflier, cerisier, prunier, nectarine, grenadier, figuier, rhubarbe, arachides, noisetier, olivier
Les agrumes	Pamplemousse, citron, orange, mandarine, tangerine, lime, clémentine
Les cultures fourragères (2)	Bersim, maïs, sorgho fourrager, vesce et luzerne
Les cultures industrielles	Tomate industrielle, haricots à rames, petits pois à rames, betterave sucrière, coton, tabac, lin
Les cultures céréalières	Blé, orge, triticale et avoine
Les cultures de production de semences	Pomme de terre, haricot et petit pois
Les arbustes fourragers	Acacia et Triplex
Les plantes florales à sécher ou à usage industriel	Rosier, iris, jasmin, marjolaine et romarin

II.4.Présentation de la STEP :

Le périmètre d'irrigation à aménager sera alimenté à partir des eaux issues de la station d'épuration de Zighoud Youcef projetée pour épurer les effluents des villes de Didouche Mourad et Zighoud Youcef.

Le procédé d'épuration envisagé consiste en un traitement par boues activées à faible charge en aération prolongée avec élimination du carbone, de l'azote et du phosphore par voie biologique.

Il est prévu deux chaînes de traitement de même capacité fonctionnant en parallèle à l'effet d'assurer l'opérationnalité continue de la station même pendant les périodes des entretiens des équipements de la station.

La capacité d'épuration est arrêtée comme suit :

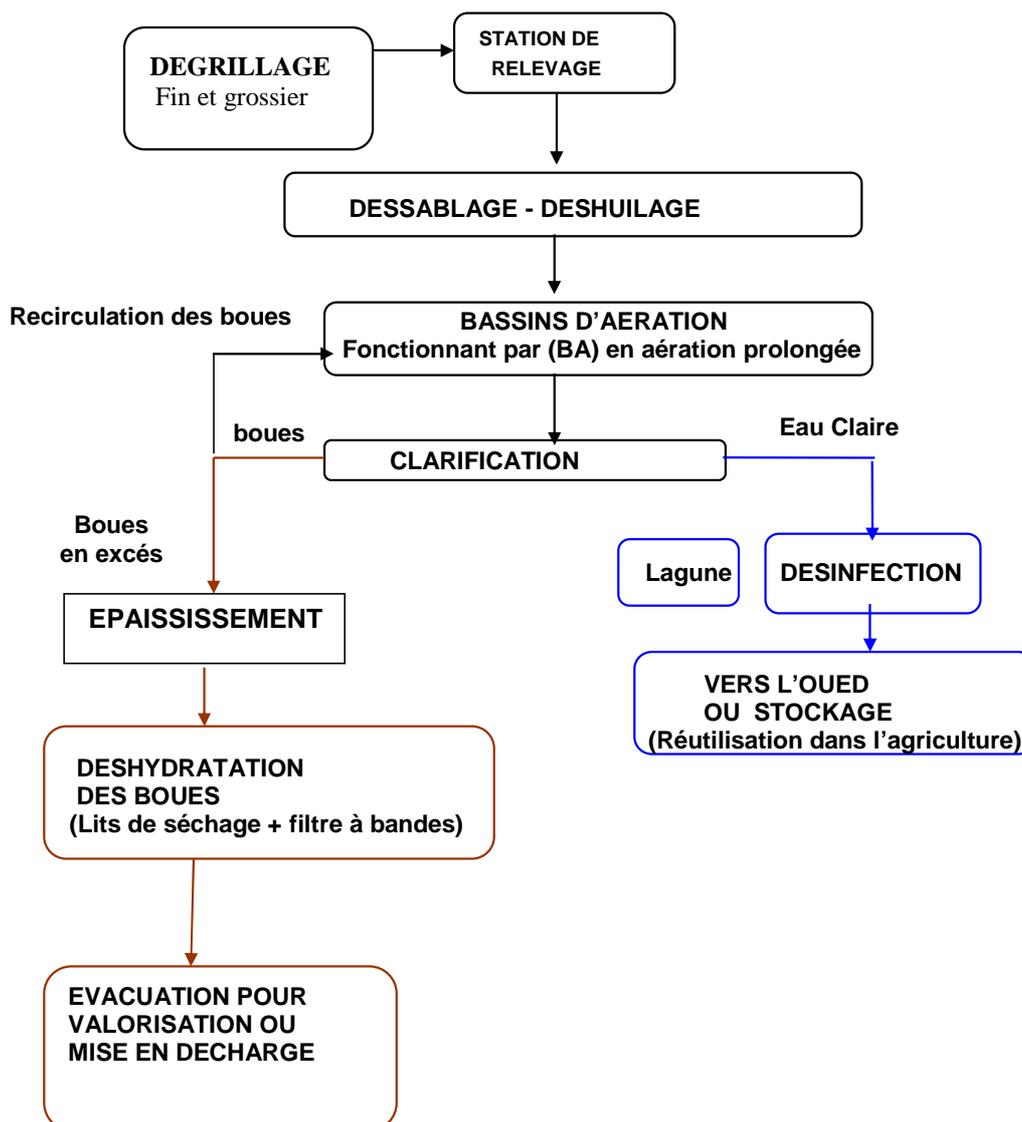
89873 E.H (équivalent habitant) à l'horizon **2023** et **107740 E.H** à l'horizon **2033**

Le schéma général du procédé d'épuration se présente comme suit :

- 1- prétraitement
 - dégrillage fin et grossier mécanisé ;
 - dessablage/déshuilage aéré.
- 2- traitement biologique
 - Bassins d'aération fonctionnant en aération prolongée ;
 - Clarification et recirculation des boues.
- 3- Traitement complémentaire (Désinfection)
- 4- Traitement des boues

Nous présentons ci-après, le schéma de traitement retenu :

SCHEMA DE LA FILIERE DE TRAITEMENT RETENUE



S'agissant d'une STEP en projet, Nous présentons ci-après les données de base de son dimensionnement et les caractéristiques de l'effluent après traitement

Tableau II.6.les données de base de la STEP

Horizon	2023	2033
Capacité de la station (E.H)	89867	107742
Charges hydrauliques		
Qj : débit journalier (m ³ /j)	10784	12929
Qh : débit horaire (m ³ /h)	449.34	538.71
Cp : coefficient de pointe	1.93	1.90
Qps : débit de pointe en temps sec (m ³ /h)	867	1024
Charges polluantes		
DBO5		
Rejet spécifique (g/hab/j)	54	54
Charge journalière (Kg/j)	4853	5818
Concentration (mg/j)	450	450
MES		
Rejet spécifique (g/hab/j)	60	60
Charge journalière (Kg/j)	5392	6464.5
Concentration (mg/j)	500	500
DCO		
Rejet spécifique (g/hab/j)	100	100
Charge journalière (Kg/j)	8987	10774
Concentration (mg/j)	833	833

Source : bureau d'étude MATH

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons expliquées les différentes procédées d'épuration des eaux usées ; et nous avons citées les avantages et les inconvénients des différentes filières intensives.

Nous avons déposées aussi le contexte national de la réutilisation des eaux usées a fin de définir les concentrations maximales admissibles a la sortie de la STEP ; et la liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées.

La station d'épuration de Zighoud Youcef projetée pour épurer les effluents des villes de Didouche Mourad et Zighoud Youcef par le procédé de boues activées à faible charge en aération prolongée, La capacité d'épuration sera de

89873 E.H (équivalent habitant) à l'horizon **2023** et **107740 E.H** à l'horizon **2033**.

CHAPITRE III :
Description de la zone
d'étude

Introduction :

Ce chapitre est pour but de bien présenter la zone d'étude de point de vue géologique, pédologique, sociologique, hydrologique, climatique ; et donner plus d'information sur le type de climat de la zone.

La connaissance et l'analyse des différents facteurs climatiques et pédologique du périmètre sont Indispensables dans le cadre d'une conception d'un réseau d'irrigation, puisqu'elles sont à la base de divers calculs.

III.1.La commune de DIDOUCE MORAD :

La commune a été créée par décret le **15 janvier 1856** lors de la colonisation française en Afrique du Nord. Elle est intégrée dans la commune de plein exercice de Condé-Smendou (actuel **Zighoud Youcef**) par décret du **22 août 1861**, puis érigée en commune de plein exercice par décret du **10 décembre 1868** . Le village prend alors le nom de Bizot et le gardera jusqu'à l'indépendance de l'**Algérie**.

Didouche Mourad est la quatrième commune la plus peuplée de la **wilaya de Constantine** après **Constantine, El Khroub** et **Hamma Bouziane**, selon le recensement général de la population et de l'habitat de **2008**, la population de la commune est évaluée à **44 951** habitants contre **11 045** en **1987**, la commune enregistre un fort taux de croissance annuel (3,1 % contre 1,5 % pour l'ensemble de la wilaya), sur la période **2008-1998**.

Tableau III.1.La population de la commune

REPAR.DE POP.	1987	(1998)	TAUX D'ACCROIS.	TAUX D'ACCROIS.	Popu.2005
CHEF-LIEU	17416	25103	3.38	1.88	28599
KSAR NAADJA)	743	816	0.86	6.34	1255
MIHOUBI	510	1764	11.92	4.41	2386
ZONE EPARSE	5797	3820	-3.72	-1.78	3369
COMMUNE	24466	31503	2.32	1.74	35609

Source : DHW de la wilaya

III.3.Localisation géographique :

Coordonnées : 36° 26' 54" Nord 6° ; 38' 02" Est.

Altitude : Min. 498 m – Max. 498 m.

Superficie : 115,70 km² .

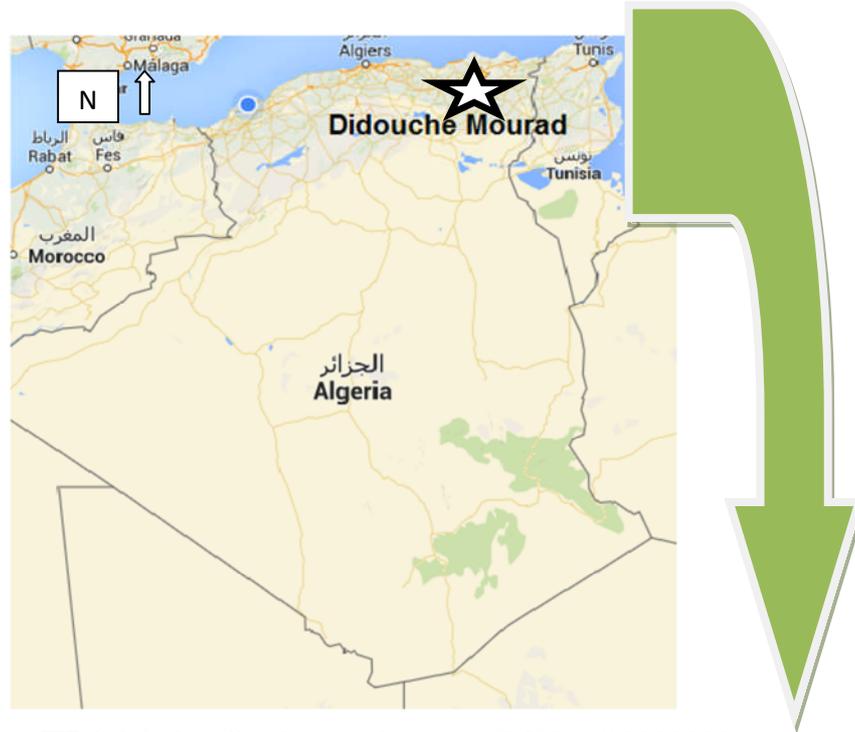


Figure III.1.Géo localisation sur la carte .(ECH.1 /10000000)

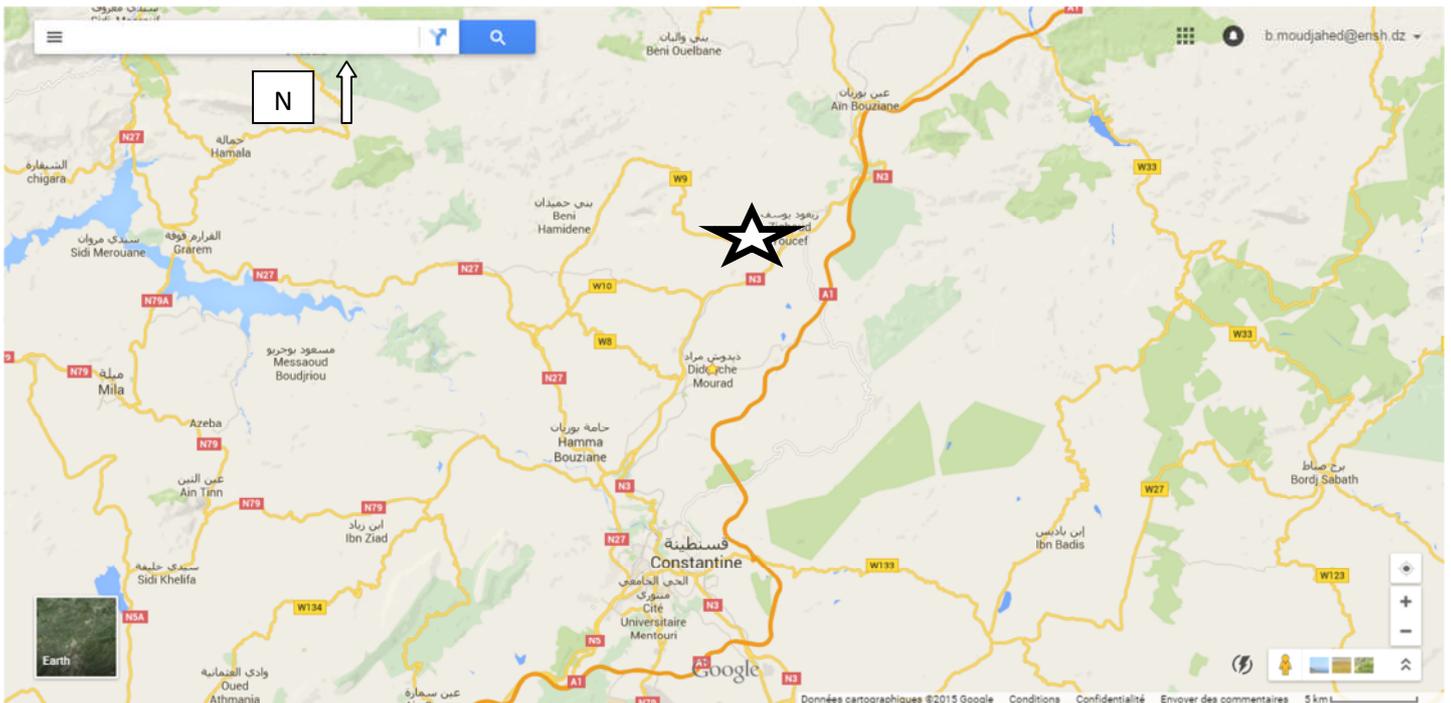


Figure III.2.Image prise par Google Earth. (ECH. 1/250000)

III.4.Présentation de périmètre :

III.4.1.Situation et limites :

La zone d'étude est située au nord de la ville de DIDOUCHE MOURAD ; les terres à irriguer sont localisées immédiatement à l'aval de la station d'épuration. Cette dernière est située au lieu dit STEIHA à quelques dizaines de mètres au nord de la RN 03 reliant Constantine et Annaba et de Oued Smendou. Ce dernier représente la limite Nord de la commune de DIDOUCHE MOURAD avec les communes de ZIGHOUD YUCEF et BENIHEMIDENE.

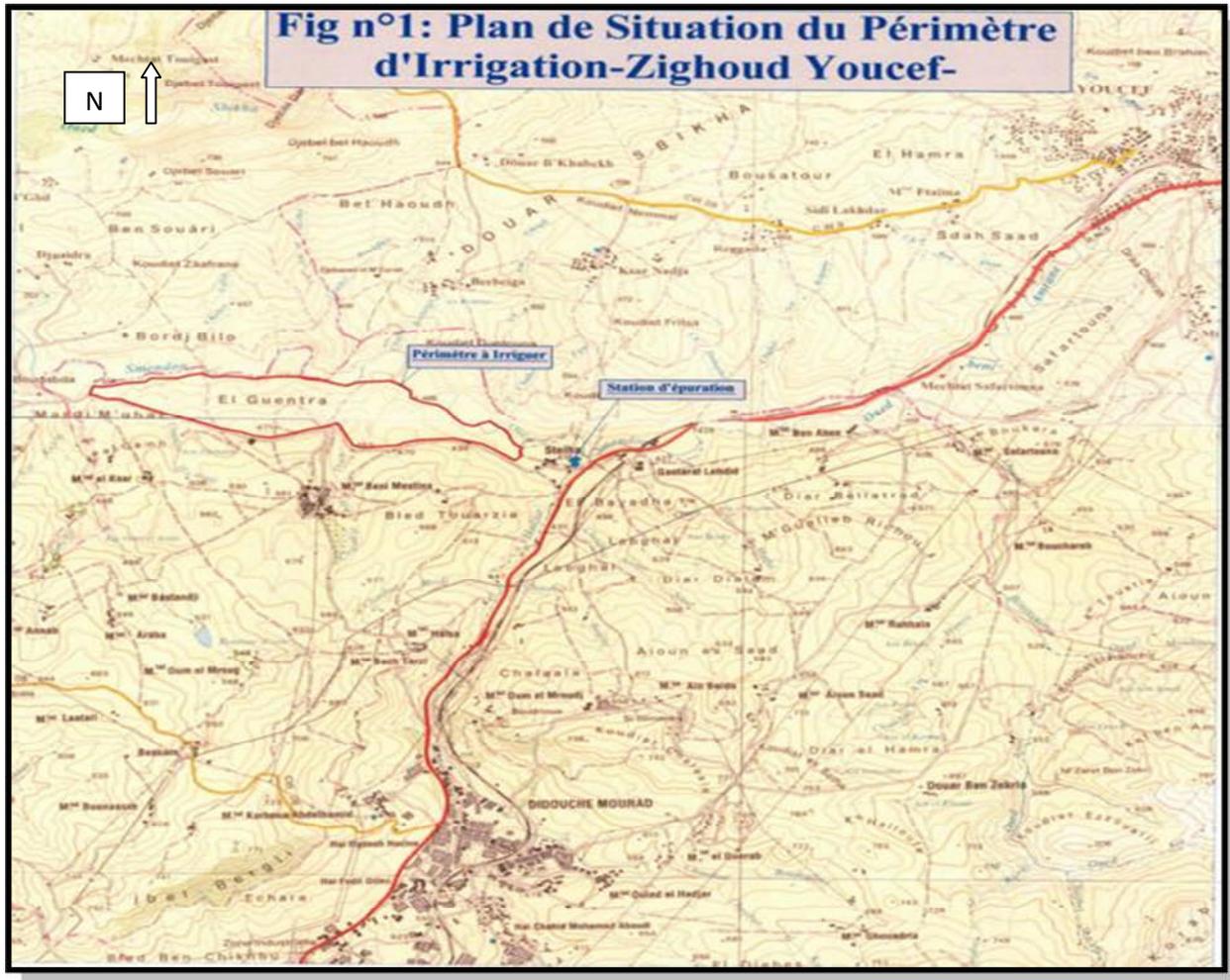


Figure III.3.plan de situation de périmètre. (ECH. 1/50000)

Les terres à irriguer sont limitées au nord par l'Oued Smendou ; au sud par le chemin de wilaya n°10 reliant la RN 03 à la commune de BENI HEMIDENE; à l'est par la STEP et à l'ouest par un cours d'eau dénommé CHAABET AIN KAHLA.

Le périmètre se présente sous la forme d'une bande étroite d'environ 4Km de long et une largeur ne dépassant guère 500 m.

Sur les cartes Topographiques (1/50000) nouveau découpage édition INCT 2004 de Constantine (32-I-6 ouest) et El Harrouch (32-I-4 ouest), la zone d'étude est comprise entre les coordonnées suivantes :

$$X1= 284 \quad \text{et} \quad X2= 288.5$$

$$Y1 = 4041.5 \quad \text{et} \quad y2= 4042.7$$

Administrativement, la zone d'étude est rattachée à la commune de DIDOUCHE MOURAD.

Les terrains présentent des altitudes variant entre 380 et 480 m NGA

III.4.2.La ressource en eau :

Le périmètre d'irrigation à aménager sera alimenté à partir des eaux issues de la station d'épuration de ZIGHOUD YUCEF destinée à épurer les effluents des villes de DIDOUCHE MOURAD et ZIGHOUD YUCEF.

La station sera implantée au lieu dit STEIHA, à une cote terrain naturel de 418 m NGA.

III.4.3.les terre a irriguer :

Les terres à irriguer sont situées à l'aval de la station d'épuration et présentent des altitudes généralement supérieures à celle de la STEP. Pour cela un système de refoulement est nécessairement envisageable.

Elles sont situées sur une colline, longeant Oued Smendou, dont les pentes sont d'orientation générale Nord, ce sont des terrains vallonnés, disséqués par des talwegs et rus affluents de l'oued Smendou.

Les limites nord épousent oued Smendou, quant aux limites sud, elles épousent le chemin de wilaya n°10 reliant la RN 03 au chef lieu de la commune de BENI HEMIDENE

L'accès au site du périmètre à équiper est possible grâce à ce chemin.

III.4.4.Nature juridique des terres :

Les terres formant le périmètre d'irrigation relève du domaine du privé. Il s'agit de terres qui demeurent dans l'indivision appartenant à des héritiers.

III.4.5.Le système de culture

La culture céréalière pluviale avec un assolement biennal céréale/jachère demeure la principale spéculation pratiquée au niveau du périmètre. Les rendements restent tributaires des quantités et de la répartition des précipitations enregistrées.

III.4.6.Le réseau hydrographique :

Le périmètre à aménager est disséqué par un ensemble de ravines et talwegs qui convergent vers l'Oued Smendou. Les principaux cours d'eau sont CHAABET AIN KAHLA à l'ouest, CHAABET HAMADI au centre et CHAABET AIN TRAB à l'est du périmètre.

III.4.7.Cadre géologique général :

Le périmètre d'étude fait partie du Tell méridional constantinois, dans une zone dite « dépression de Constantine », entaillée dans des sédiments tendres du Néogène (alternance d'argiles plus ou moins schisteuses, de grès jaunâtres et de calcaires marneux gris ou jaunes, calcaires travertineux blanchâtres, grès et poudingues).

Cette dépression est limitée au Nord par des reliefs appartenant à la chaîne numidique, les uns sont constitués par des roches calcaires : Djebel M'cid Aïcha (1462m), Kef Sema (1345m) et Djebel Sidi Driss (1273m), les autres sont gréseux. Au Sud, Le massif de CHETTABA qui domine par des escarpements, la dépression tertiaire de 400 à 500m dans la zone Est, se prolonge à l'Ouest par le plateau pliocène d'une altitude moyenne de 1050 m, très découpé et démantelé, enfin Le Djebel El AKHAL (1256m) qui est un bossellement rocheux tronqué au Nord par une faille, auquel s'adosse un plateau pliocène.

La stratigraphique des formations géologiques au niveau de la région se présentent, comme suit :

III.4.7.1. Formations miocènes:

- **Travertins calcaires** : forment des affleurements discontinus au Nord de l'Oued Smendou.
- **Grès et poudingues dites de Siliana**, de grande extension au Nord de la confluence de Oued Smendou et Oued Rhumel et au Sud de la forêt des Mouia.
- **Argiles et grès dits de Smendou** : De grande extension de part et d'autre de l'Oued Smendou et Oued Rhumel. Ils consistent en en alternance d'argiles plus au moins schisteuses, de couleur noire, de grès fins jaunâtres et de calcaires marneux gris ou jaunes.
- **Grès et poudingues dits de l'Oued Mila**, de couleur rouge, présents au niveau de Djebel El KHENEG, entre Oued Rhumel et Oued Smendou.

III.4.7.2. Formations éocènes :

- **Grès de Numidie** : Formant le cœur d'un synclinal au niveau de la forêt des Mouia se prolongeant à l'Est en contact transgressif sur les marnes et calcaires sénoniens.
- **de Kef Sidi DRISS**. IL s'agit de grès jaunâtres à grains fins, où l'on observe à différents niveaux de minces lits argilo-sableux.
- **Argile de Numidie**, affleurent sous les formations précédentes ; ce sont des argiles noires renfermant des minces lits de grès jaunes.
- **Grès quartziques** : existe toujours dans le synclinal de la forêt des Mouia. Il s'agit de grès rougeâtres composés de grains de quartz solidement agglomérés par des une pâte très homogène.
- **Calcaires à Nummulites**, affleurent au Nord de Béni Hamidène, consistant en calcaires blanchâtres.
- **Calcaires à silex** : Calcaires blanchâtres avec nombreux rognons siliceux, en contact anormal avec les calcaires liasiques de Sidi Driss.

III.4.7.3. Formations crétacées :

- **Le Sénonien** consiste en marnes et calcaires : Marnes noires avec bancs de calcaire marneux de même couleur dans la chaîne numidique
- **Le Cénomaniens** : Calcaire et marno-calcaire gris, en contact anormal avec les calcaires à silex de l'Eocène et les formations du Sénonien.
- **Le Lias** : Il s'agit de calcaires massifs grisâtres ; bleuâtres ou blanchâtres à nombreux rognons de silex formant la plupart des roches de la chaîne numidique.

III.4.8. classes des sols :

III.4.8.1. Classe des sols peu évolués :

Ils occupent une superficie très limitée 5.81 Ha, répartie en deux parcelles, l'une à l'est avec 4.35 Ha et l'autre à l'ouest avec 1.46 Ha, représentant au total 3.31 % de la superficie du périmètre. Ce sont des sols d'apport alluvial, formés sur la terrasse alluviale de Oued Smendou. un seul sous groupe a été défini: le sous groupe modal.

Morphologiquement, ces sols présentent un profil profond, présentant une texture moyenne à grossière sur tout le profil. Des niveaux graveleux et/ou caillouteux peuvent se présenter à différentes profondeurs du profil. La structure est peu différenciée.

Sur le plan analytique ; les sols sont peu pourvus en calcaire (≤ 6 %). Ils sont moyennement pourvus en matière organique.

Ils ne sont pas salés.

Le pH est franchement alcalin.

III.4.8.2. Classe des vertisols :

Ils occupent la partie centrale et est du périmètre. Couvrant une superficie totale de 92.22 Ha soit 52.51 % de la surface totale du périmètre. Ils se sont formés sur un matériau fin (argileux ou marneux). Ils occupent généralement les replats de pentes et les dépressions.

Deux sous groupes ont été décrits : le sous groupe modal et le sous groupe noirci.

a) Les Vertisols modaux:

Ils occupent une superficie de 14.9 Ha. ils sont caractérisés par un profil moyennement profond à profond, une teinte d'apparence rougeâtre, un aspect de surface fissuré et une texture fine à équilibrée de l'horizon de surface. La structure de l'horizon « B » textural est nettement polyédrique.

Sur le plan analytique :

- Le profil est moyennement riche en calcaire total (entre 6 et 13%).
- Le pH est alcalin sur tout le profil.
- Salinité : sol sain
- Réserves minérales : sol moyennement pourvu à pauvre en matière organique (entre 0.85 et 3.8 % dans les horizons de surface avec un taux d'argile variant respectivement entre 54.71 et 66.42 %.

Le phosphore assimilable varie entre 120 ppm dans les horizons de surface pour atteindre 10 ppm en profondeur.

Avec un taux d'azote qui oscille dans les horizons de surface entre 0.13 et 0.14%, le sol en est considéré comme très pauvre.

b) Les Vertisols noircis:

Ils occupent une superficie de 77.32 Ha soit 44.02 % de la surface du périmètre, répartie en deux zones, l'une au centre avec 53.22 Ha et l'autre à l'est avec 24.10 Ha. Ils présentent un profil noirâtre de texture fine à très fine où on décèle l'existence de faces de pression luisantes et d'argilanes bien développées.

Sur le plan analytique :

- Le profil est moyennement riche en calcaire total (entre 6 et 13%).
- Le pH est alcalin sur tout le profil.
- Salinité : sol sain
- Réserves minérales : sol moyennement pourvu à pauvre en matière organique (entre 0.43 et 4.65 % dans les horizons de surface avec un taux d'argile variant respectivement entre 58.68 et 43.18 %).

Le profil est bien pourvu en phosphore assimilable ; son taux varie entre 350 et 433 ppm dans les horizons de surface et entre 40 et 350 ppm en profondeur.

Avec un taux d'azote qui oscille dans les horizons de surface entre 0.16 et 0.20 ‰, le sol est considéré comme très pauvre.

III.4.8.3. Classe des sols calcimagnésiques :

Ils s'étendent sur une superficie de 71.61Ha soit 42.21% de la surface totale. Ils sont caractérisés par un profil calcaire avec développement d'un horizon enrichi en carbonates de calcium de profondeur variable.

Trois sous groupes ont été définis :

a) Les sols rendzines modaux :

Ils sont localisés vers la partie est du périmètre d'étude et occupent les zones à forte pente et les sommets des reliefs ondulés. Ils s'étalent sur une superficie de 26.84 Ha.

Ce sont des sols peu profonds, voire squelettiques de type A-C, (profondeur inférieure à 50 cm) riches en carbonates de calcium, de texture moyenne à grossière, formés sur des marnes ou grès calcaires. Ils présentent généralement un profil de couleur clair à tendance blanchâtre faiblement organique. La surface du sol est caractérisée par la présence d'une charge caillouteuse.

b) Les sols bruns calcaires vertiques :

Ils sont localisés à la partie centrale et ouest du périmètre d'étude et s'étalent sur une superficie de 39.50 Ha .

Ce sont des sols assez profonds, formés sur des marnes calcaires présentant un profil totalement calcaire de couleur claire à blanchâtre d'aspect de surface fissuré. La texture est fine (argileuse à limono argileuse).

Sur le plan analytique ;

Les sols sont sains du point de vue salinité et présentent un pH franchement alcalin (supérieur à 8). Ils sont pauvres à moyennement pourvus en matières organiques et en phosphore. Le taux de calcaire est moyen, il varie entre 8.5 et 12 % dans la partie supérieure du profil entre 6.5 et 14.5 en profondeur. Ils demeurent pauvres en azote (inférieur à 0.15 ‰).

c) Les sols bruns calcaires noircis

Ils sont localisés à la partie ouest du périmètre sous forme de deux plages restreintes totalisant ensemble à peine 5 Ha. Cette unité est caractérisée par un profil calcaire, assez profond, bien structuré, de teinte brun sombre à noirâtre, de texture fine

Sur le plan analytique ;

le profil est faiblement pourvu en matière organique (2.21 % avec un taux de 53% d'argile dans l'horizon de surface), assez bien pourvu en phosphore assimilable (entre 283 et 350 ppm) et pauvre en azote à l'instar de tous les sols formant le périmètre.

Le pH est alcalin (supérieur à 8.2).

Du point de vue salinité, le sol est sain (Ce entre 0.14 et 0.32 mmhos)

Les six unités pédologiques définies sont présentées dans le tableau N°. ci-après :

Tableau III.2. Les unités pédologiques définies

Unité	Classe	Sous Classe	Groupe	Sous Groupe	Superficie (Ha)	% de la surface totale
I	Sols Peu évolués	D'origine non climatique	D'apport alluvial	Modal	5.81	3.42
II	vertisols	A drainage externe possible	A structure angulaire sur au moins les 15 cm supérieurs	Modal	14.9	8.78
III				noircis	77.32	45.58
IV	Sols Calcimagnésiques	carbonatés	rendzines	modal	26.84	15.82
V			Bruns calcaires	vertiques	39.5	23.29
VI			calcaires	Noircis	5.27	3.11

III.4.9. Les contraintes édaphiques :

L'étude pédologique a mis en évidence certains paramètres qui représentent des contraintes potentielles pour la conduite en irrigué du périmètre. Il s'agit principalement de la profondeur, de la texture du sol et de la réaction du sol (pH).

a)- La texture :

Mis à part les sols peu évolués, les fiches descriptives et analytiques ont montré que la quasi-totalité des sols du périmètre présentent une texture fine. Cette caractéristique constitue une contrainte pour la conduite en irrigué du périmètre dans la mesure où elle agit directement sur les propriétés physiques du sol notamment la perméabilité.

b)-La profondeur :

Les rendzines qui s'étalent sur plus de 26 Ha présentent un profil pédologique de faible profondeur très défavorable pour les cultures arboricoles et rendent cette unité difficilement irrigable par la réduction de la RFU. L'arboriculture est à exclure sur cette unité.

c)- La réaction du sol :

Tous les sols inventoriés présentent un pH franchement alcalin (supérieur à 8). Les rendements de certaines cultures acidophiles seront certainement affectés. La gamme des cultures à envisager devient par ailleurs restreinte.

III.4.10. Les aptitudes culturales :

III.4.10.1. Aptitudes culturales des unités pédologiques :

Tableau III.3. Aptitudes des unités pédologiques)

Unité	Dénomination	Aptitude	Superficie (Ha)
I	Sols Peu évolués, D'origine non climatique, D'apport alluvial, Modal	M10B11C12	5.81
II	Vertisols, à drainage externe possible, à structure angulaire sur au moins les 15 cm supérieurs, Modal	C10M15B25	14.9
III	Vertisols, à drainage externe possible, à structure angulaire sur au moins les 15 cm supérieurs, noircis	C10M15B25	77.32
IV	Sols Calcimagnésiques, carbonatés, rendzines, modal	C11M31	26.84
V	Sols Calcimagnésiques, Carbonatés Bruns calcaires vertiques	M10C11B21	39.5
VI	Sols Calcimagnésiques Carbonatés Bruns calcaires Noircis	C10M15B42	5.27

III.4.10.2. Aptitudes culturales par spéculation :

a)- Les cultures céréalières et fourragères :

Actuellement ce sont les spéculations les plus pratiquées au niveau du périmètre. Les conditions du milieu sont nettement favorables pour les cultures céréalières et fourragères ; deux aptitudes sont définies :

C10 : Aptitude bonne pour toutes les cultures céréalières et fourragères,

C11 : Aptitude bonne pour toutes les cultures céréalières et fourragères,

Aptitude moyenne pour la luzerne.

C13 : Aptitude bonne pour la fétuque, vesce-avoine, ray grass, blé dur, blé tendre, et orge

Aptitude moyenne pour la luzerne, bersim, sorgho et maïs.

b)- Les cultures maraichères :

M10 : Aptitude bonne pour toutes les cultures maraichères.

M15 : Aptitude bonne pour artichaut, oignon, navet, choux, épinard et laitue

Aptitude moyenne pour : tomate, ail, aubergine, pastèque, melon, pois.

M31 : Aptitude moyenne pour artichaut, oignon, pomme de terre, carotte, navet, choux, épinard, laitue, ail, pastèque, melon, haricot, concombre et pois.

c)- Les cultures arboricoles :

B11 : Aptitude bonne pour pêcher sur franc, sur amandier ou sur prunier- abricotier sur franc, sur pêcher, sur amandier ou sur myrobolan – prunier sur franc ou sur myrobolan – cerisier sur merisier, pommier sur franc, sur Doucin ou sur Paradis - olivier et figuier.

Aptitude moyenne pour pommier sur franc - poirier sur franc - poirier sur cognassier

B21 : Aptitude bonne pour abricotier sur franc - olivier et figuier

Aptitude moyenne pour pêcher sur amandier - abricotier sur amandier, amandier sur franc - pêcher sur prunier - abricotier sur myrobolan - prunier sur myrobolan - cerisier sur merisier - pommier et poirier.

B25 : Aptitude bonne pour pêcher sur prunier- prunier - pommier sur doucin -figuier

Aptitude moyenne pour abricotier sur myrobolan - prunier sur myrobolan – cerisier sur merisier – olivier- pommier sur franc - poirier sur franc ou sur cognassier.

B42 : aptitude moyenne pour abricotier sur franc – olivier - figuier.

Tableau III.4.Récapitulatif des aptitudes par spéculation

Type de cultures	aptitude	Superficie (Ha)
Cultures céréalières et fourragères	C10	97.14
	C11	66.30
	C12	5.81
Cultures maraichères	M10	45.29
	M15	97.14
	M31	26.83
Cultures arboricoles	B11	5.81
	B21	39.47
	B25	97.14
	B42	4.85

III.5. Données hydrologique :

- **Dépression de Constantine :**

Les assises gréseuses ou calcaires inter stratifiées dans la puissante série argileuse déterminent chacune la formation d'une nappe aquifère, dont l'importance est proportionnée par l'épaisseur et la surface d'affleurement de l'ensemble perméable : C'est de telles nappes que sortent la plupart des sources de la dépression de Constantine.

Les conglomérats aquitaniens emmagasinent des eaux qui vont sourdre en contact des argiles. Il en est de même de toute la bordure des affleurements des calcaires lacustres présumés Pliocène, qui reposent presque partout sur les argiles.

- **Zone nord de la région :**

Les lits argileux qui s'intercalent dans les grès éocènes constituent autant de couches imperméables à la surface de laquelle prennent naissance des sources, celles-ci sont particulièrement nombreuse aux abords de la forêt des Mouia.

Des calcaires du Lias sortent des exurgences faibles à débit relativement considérable au pied de M'cid Aïcha et Sidi Driss. Ces sources sont évidemment en rapport avec l'important réseau de fractures.

- **Zone sud de la région :**

Dans le massif de CHETTABA, des sources nombreuses jalonnent la faille occidentale du Djebel ZOUAOUÏ, au contact des calcaires aptiens et sénoniens. Elles sont fréquentes mais peu abondantes dans la région sénonienne ; soit au pied de l'étage inférieur, soit au niveau des bancs de calcaires intercalés dans les marnes.

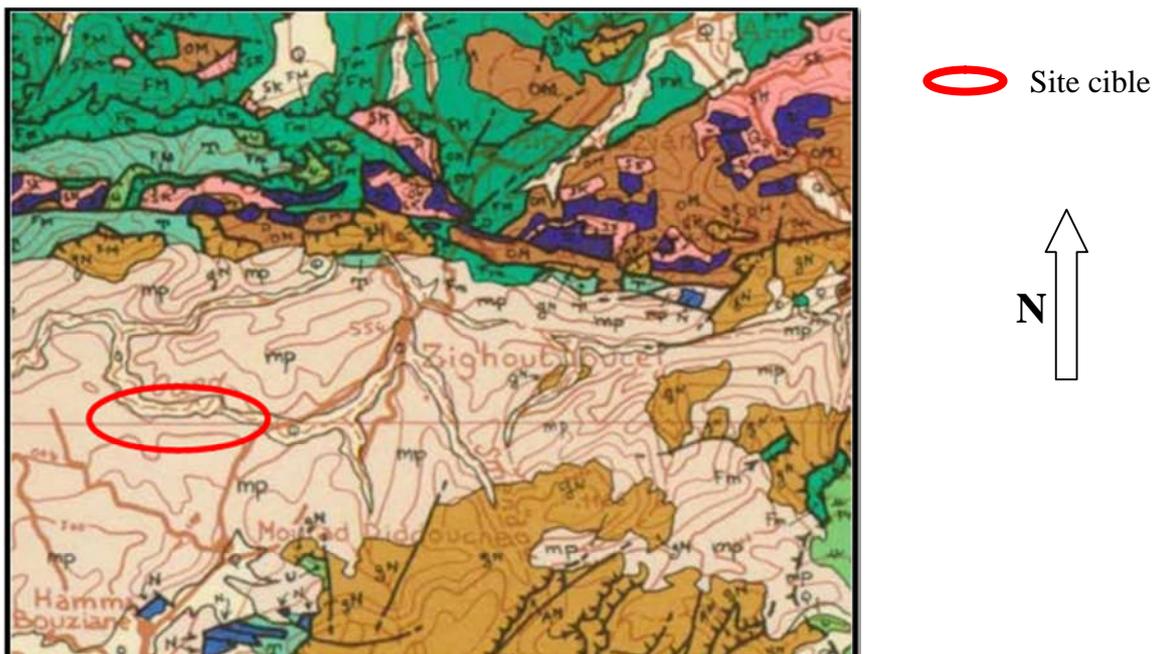
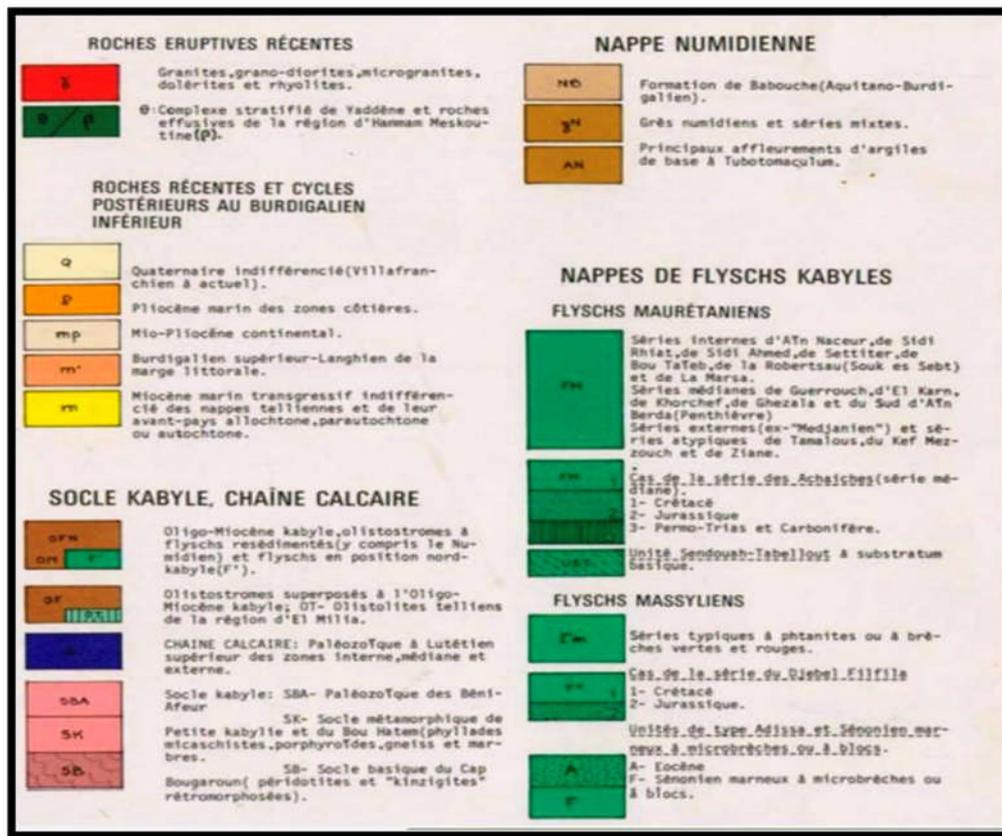


figure III.4. Extrait de la Carte géologique et structurale Du Nord-est algérien par J-M. Villa. (ECH. 1/500.000)

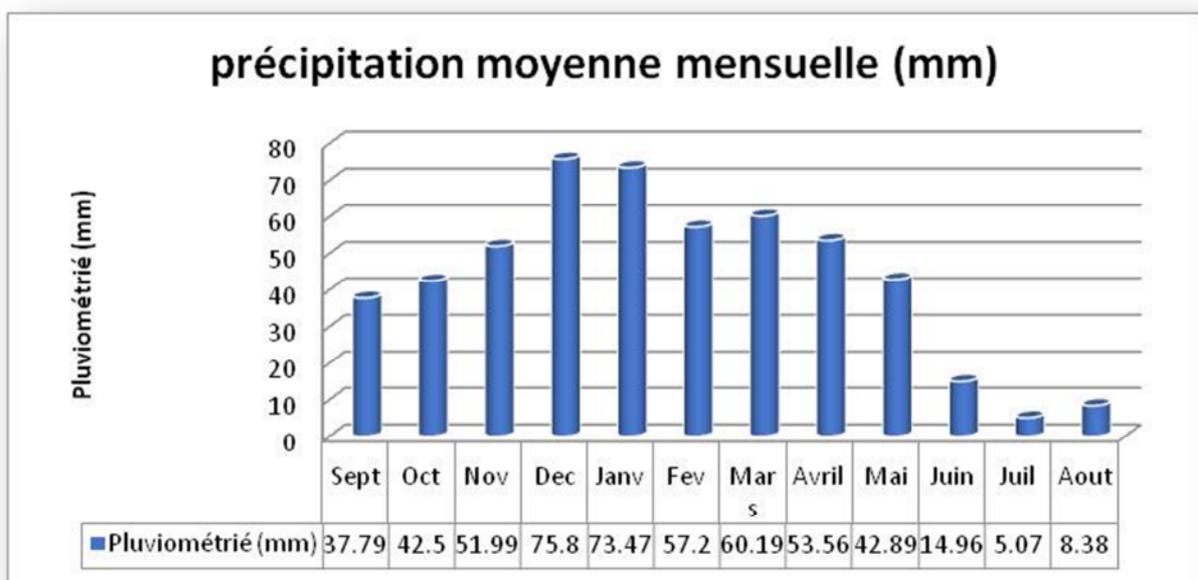


III.5.1.le climat :

Pour caractériser le climat de la région, nous disposons des données plus ou moins complètes de la station de Constantine Station de Hamma Bouziane qui présente des données pour les différents paramètres climatiques.

Les données couvrent la période de 1970 à 2008.

III.5.1.1.Les précipitations :

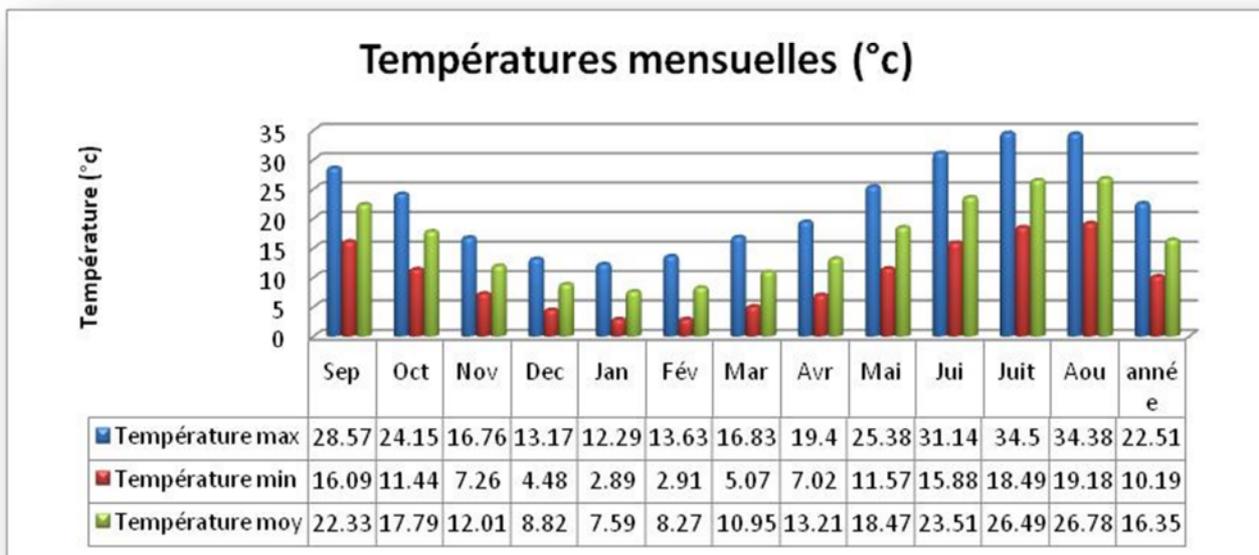


Source : ONM

figure III.5.Répartition moyenne mensuelle de la pluie(1970 à 2008.)

A Constantine, il tombe annuellement environ 524 mm de pluie avec un moyenne maximum en Décembre (76mm) et un moyenne minimum en juillet (5 mm).

III.5.1.2.Les températures :



Source : ONM

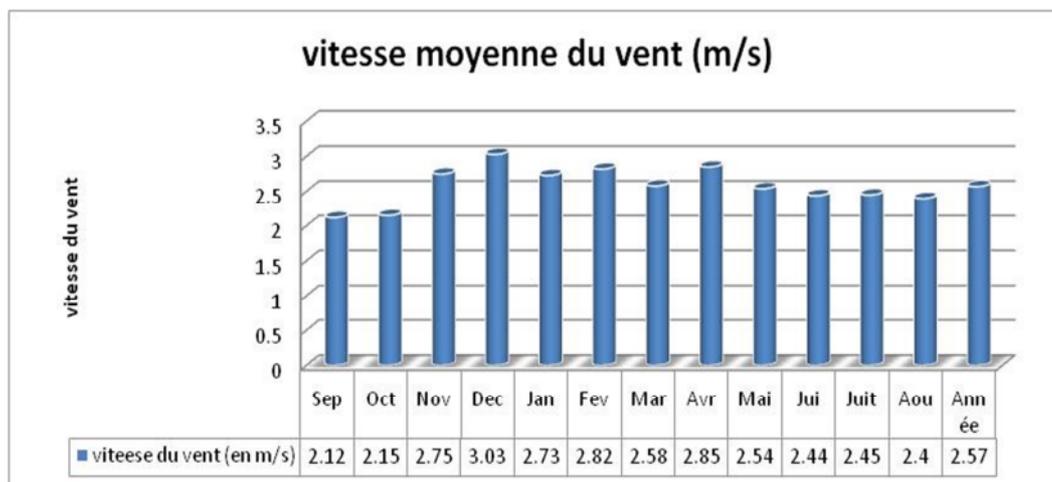
figure III.6.Températures moyennes mensuelles(1970 à 2008).

La température moyenne annuelle est de 16.35 °C ; elle passe par un minimum en Janvier (7.59 °C) et un maximum en Août (26.78°C). La moyenne annuelle des températures maximales enregistrées est de 22.51 °C.

Le mois le plus chaud demeure Août avec M=34.38 °C ; en revanche le plus froid reste Janvier (m = 02.89 °C) et une moyenne annuelle des minima de 10.19 °C.

III.5.1.3.La vitesse du vent :

Le vent constitue un facteur exerçant une grande influence sur les cultures et les systèmes d'irrigations. Il est caractérisé par sa vitesse et sa direction.



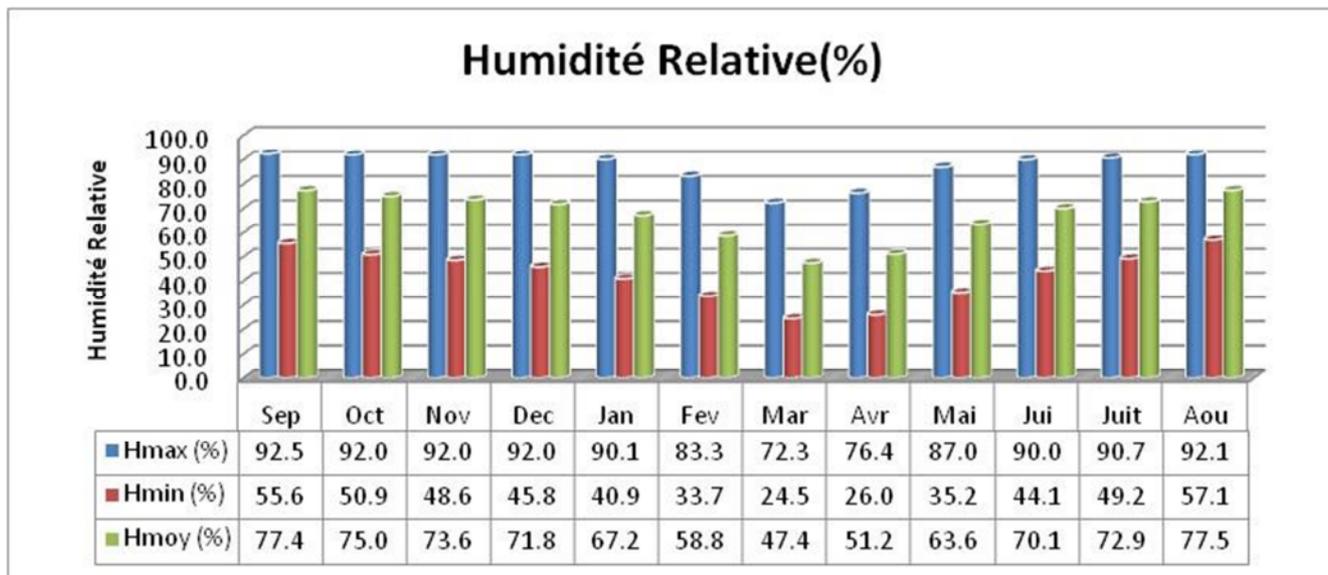
Source : ONM

figure III.7.Vitesses du vent (m/s) (1970 à 2008).

III.5.1.4.L'humidité relative :

L'humidité relative ou état hygrométrique est le rapport en % de la tension moyenne de vapeur sur la tension maximum de celle-ci, correspondant à la température mesurée au thermomètre sec.

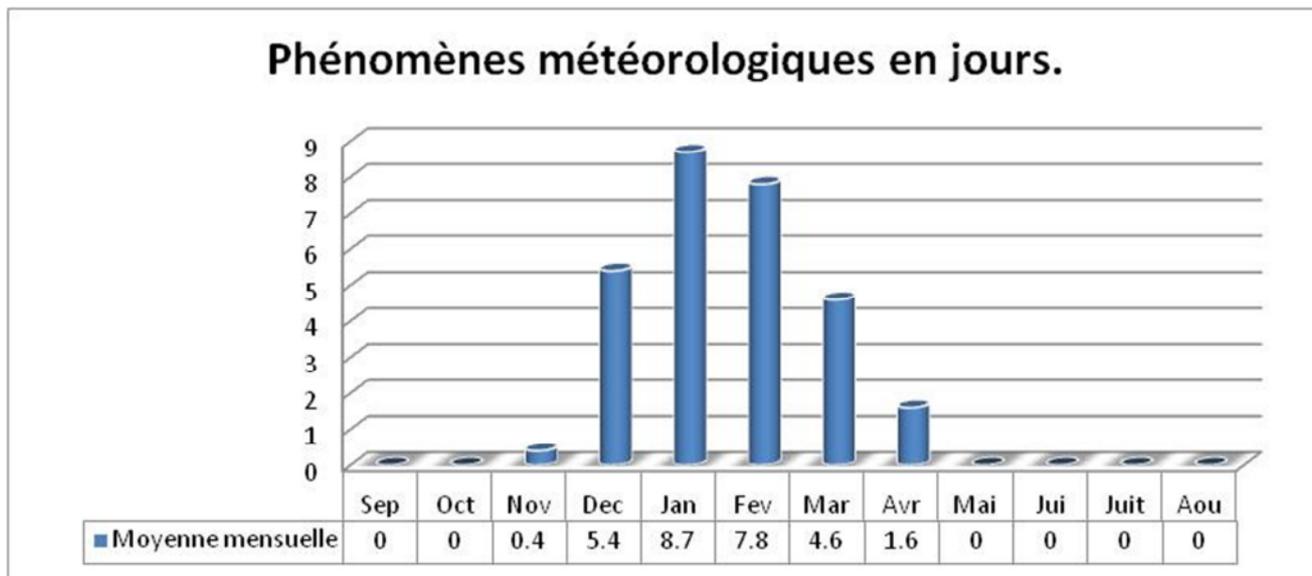
C'est un élément important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale et qui représente le degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.



Source ONM

figure III.8.Humidité Relative moyenne mensuelle (%)(1970 à 2008).

III.5.1.5.Les gelées :

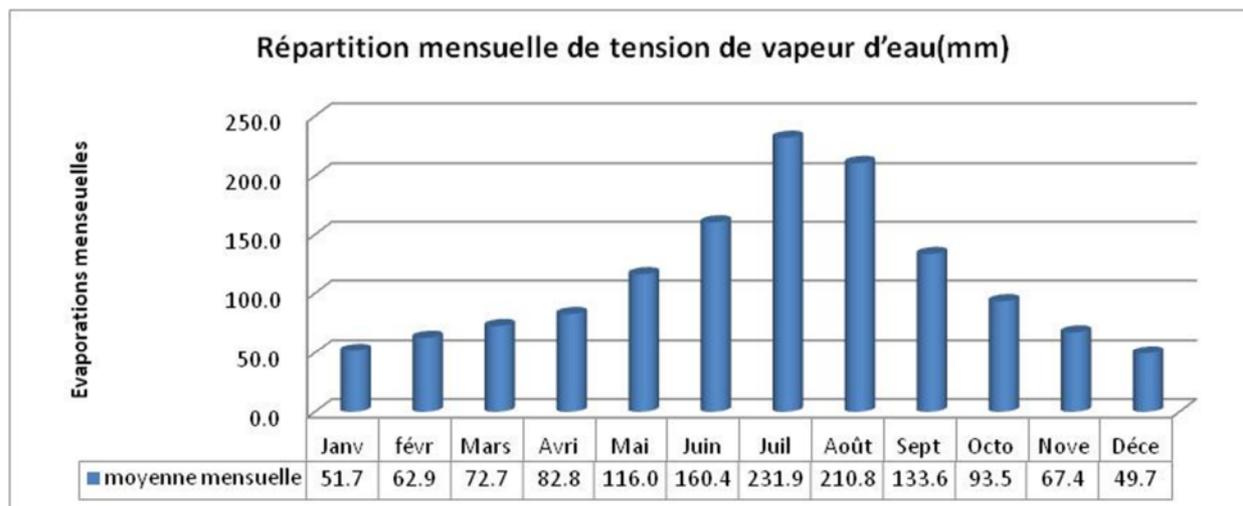


Source ONM

figure III.9. Fréquences des gelées (1970 à 2008).

Les gelées peuvent se manifester sur une période relativement longue (six mois : du mois Novembre au mois d'Avril). Mais elles sont plus fréquentes du mois de décembre au mois de mars où on enregistre 26.5 jours de gelées sur 28.5 jours enregistrés annuellement soit pratiquement 93%.

III.5.1.6. Tension de vapeur :



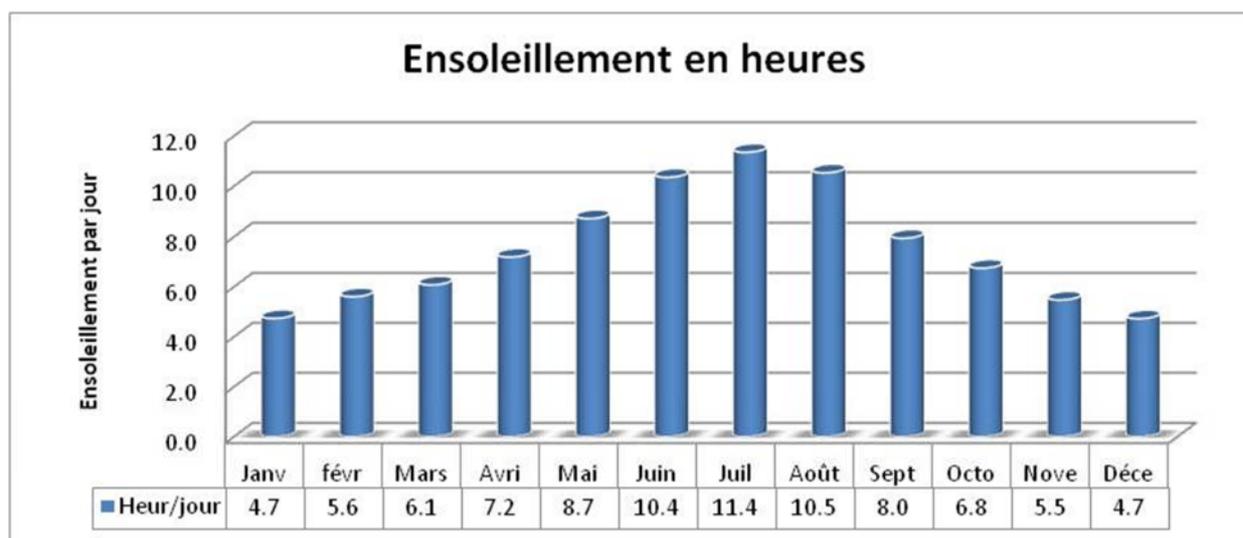
Source ONM

figure III.10. Répartition mensuelle de tension de vapeur d'eau en mm(1970 à 2008).

les valeurs moyennes mensuelles minimales et maximales de la tension de vapeur d'eau se situent respectivement en mois de Janvier (51.7 mm) et au mois de Juit (231.9mm)

III.5.1.7. Ensoleillement :

La quantité d'heures d'ensoleillement dans la région :



Source ONM

figure III.11. Ensoleillement en heures (1970 à 2008).

III.6. Classification de climat :

III.6.1. Classification du climat selon l'indice de MARTONNE:

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

L'indice d'aridité est donné par l'expression :

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

Avec :

IA : indice de **MARTONNE**.

P : précipitation moyenne annuelle de la région en (mm/an).

T : température moyenne annuelle en °C.

On doit classer notre climat de notre région selon le tableau suivant :

Tableau III.5. : Classification de climat selon MARTONNE

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 notre cas :

$P=524$ mm/an . et $T^{\circ}= 16.35$ °C.

Alors : $IA= 19.88$

Selon l'indice d'aridité calculé $10 < IA=19.88 < 20$ on constate d'après la classification ci-dessus que la région est soumise à un régime de climat sec, où l'irrigation est souvent indispensable.

III.6.2. Classification de climat selon le diagramme 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 :

$$Q = \frac{1000 * P}{\frac{M + m}{2} (M - m)}$$

Avec :

Q : quotient pluviothermique 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°).

Pour note cas :

$P = 524 \text{ mm}$

$M = 34.5 + 273 = 307.5 \text{ K}$.

$m = 2.89 + 273 = 275.89 \text{ K}$.

on aura alors :

$Q = 56.83$.

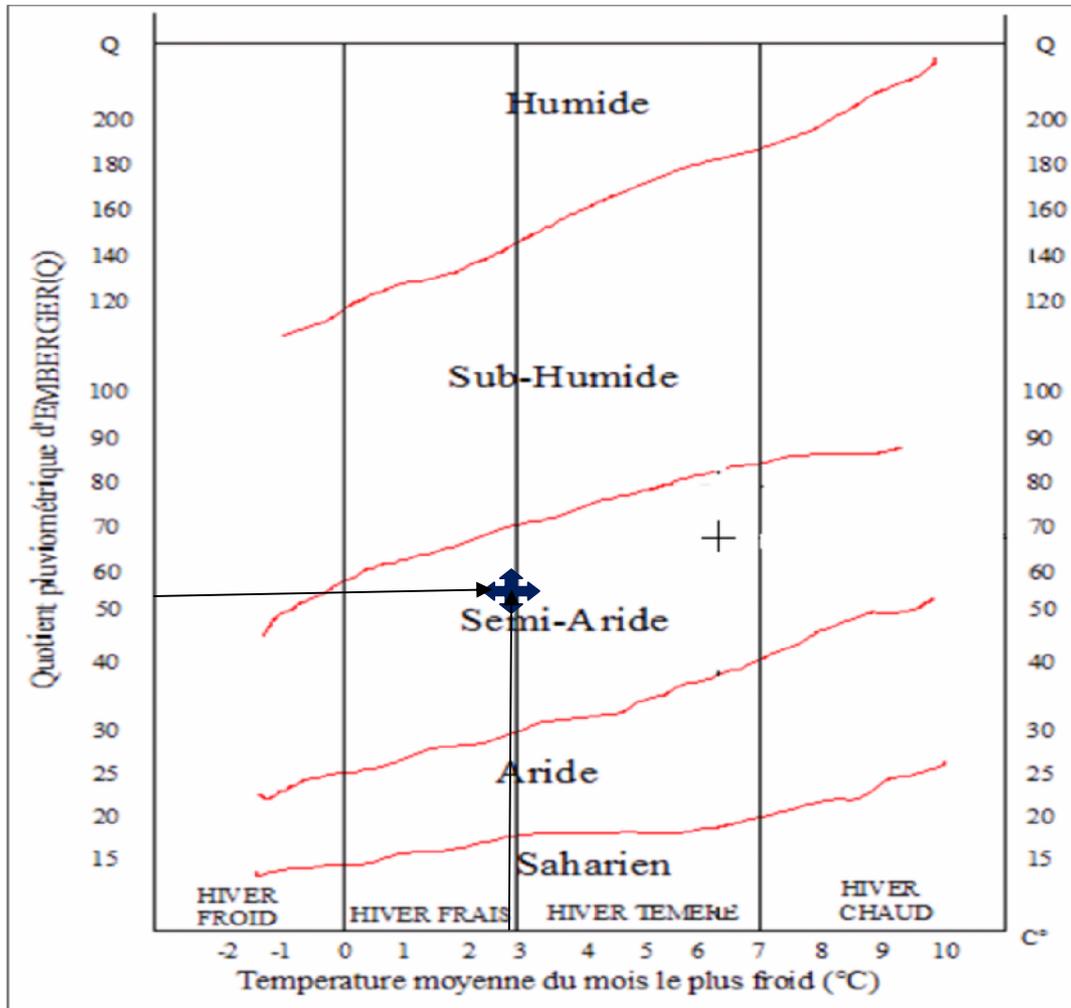


Figure III.12. Diagramme bioclimatique d'EMBERGER

Après la projection des valeurs ($Q=56.83$ et $m=2.89^\circ\text{C}$) dans le diagramme bioclimatique d'EMBERGER nous pouvons conclure que le climat de la région est semi-aride à Hiver frais

III.6.3.Représentation du diagramme Ombrothérmique de GAUSSEN:

Le diagramme Ombrothérmique de GAUSSEN est une représentation graphique de variation de précipitations et de températures en fonction du temps (mois) qui nous permet de déterminer la période où l'irrigation est indispensable (période sèche).

Dans cette représentation, les mois secs sont définis comme étant les mois où le total des précipitations exprimées en (mm) est égal ou inférieur au double des températures moyennes mensuelles exprimées en ($^\circ\text{C}$). Le contraire est bien sur valable pour les mois humides.

Tableau III.6.: Précipitations et températures moyennes mensuelles.

paramètr	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil.	Aout
P (mm)	37.79	42.5	51.99	75.8	73.47	57.2	60.19	53.56	42.89	14.96	5.07	8.38
T (C°)	22.33	17.79	12.01	8.82	7.59	8.27	10.95	13.21	18.47	23.51	26.49	26.78

En résumé:

- ▶ Mois sec: $P \text{ (mm)} \leq 2T \text{ (C°)}$ Mois humide: $P \text{ (mm)} \geq 2T \text{ (C°)}$

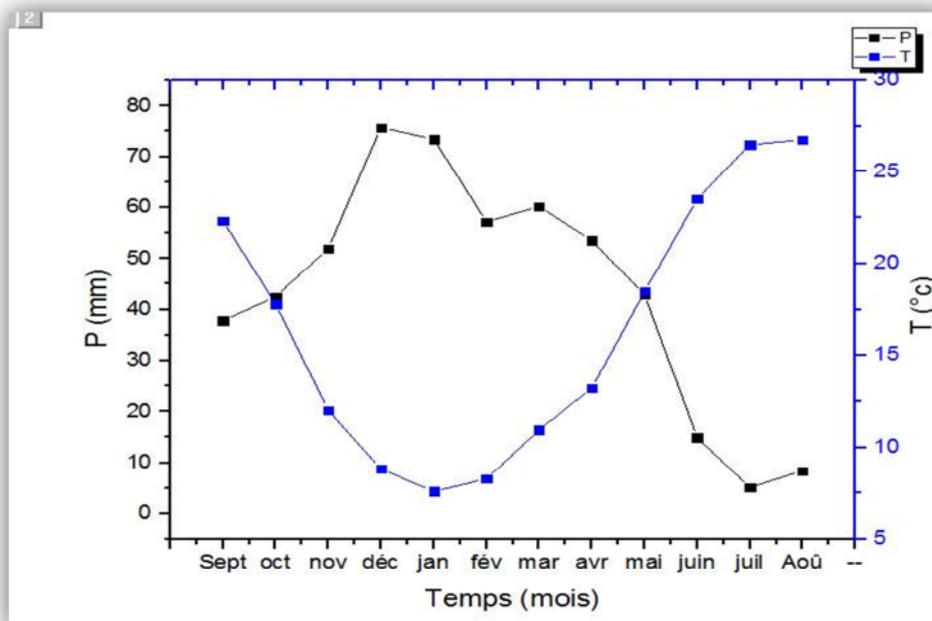


Figure III.13. Diagramme de Gaussen pour la zone du projet

Nous pouvons constater de ce diagramme que nous avons deux saisons, l'une sèche qui s'étend sur plus de 4mois, du fin Mai jusqu'au début de mois de Septembre, pendant cette période l'irrigation est une nécessité absolue.

L'autre saison est la saison humide, qui dure 8 mois pendant laquelle le recours à l'irrigation peuvent être une nécessité si on enregistre un déficit en eau.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présentés notre zone d'étude a travers les caractéristiques administratives ; climatiques ; et pédologiques.

La zone d'étude est soumise à l'influence du climat méditerranéen caractérisé par des précipitations irrégulières, et une longue période de sécheresse estivale. Le climat est de type semi-aride à hiver frais.

Vu l'aridité de la zone d'étude, l'irrigation représente donc un facteur décisif pour l'obtention de rendements acceptables des différentes cultures.

CHAPITRE IV :

Etude hydrologique

Introduction :

Le présent chapitre a pour but de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquences données, qui conditionnent l'étude de notre projet, l'étude porte sur : détermination de l'année de calcul.

L'homogénéisation des séries pluviométriques, Et L'étude fréquentielle des séries pluviométriques par des lois statistiques.

IV.1.La série pluviométrique :

Comme tout facteur climatique, la pluie est sujette dans le temps et dans l'espace à des variations en quantité et en qualité donc une étude statistique est toujours nécessaire pour ne pas exagérer ou pour ne pas sous-estimer sa contribution soit à l'irrigation soit au drainage dans les zones concernées.

Pour l'étude fréquentielle des pluies nous avons utilisé la série pluviométrique de la station de **Hamma Bouziane Constantine** qui dispose d'une série longue de 39 ans et représentative pour la zone d'étude.

Tableau IV.1 : Répartition des pluies mensuelles et annuelles en (mm).

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
1970	2.2	41.7	0.9	31.2	81.9	86.1	52.2	25.7	56.9	0	0	0	378.8
1971	81.1	80.1	33.7	20.1	182.1	36.1	70.7	89	79.6	12.8	0.9	0	686.2
1972	69.9	38.5	2	95.2	102.8	55.3	110	30.5	0.6	40.6	3.7	4.9	554
1973	55.9	33.1	10.3	48.7	20.4	64.1	60.4	65.5	14.4	2.3	9.7	1.9	386.7
1974	23.7	60.2	31.8	29.6	13.9	69.3	53.7	13.7	64.5	1.9	0	18.4	380.7
1975	30.1	6.4	115.6	36.7	46.5	74.3	110.2	82.1	78.5	20.2	39.2	27.1	666.9
1976	44.1	82.5	90.8	65.8	30	17.1	14.6	66.2	77.7	22.7	0	16	527.5
1977	6.1	7.1	84.4	3.7	96.2	62.2	56.9	86.9	55.3	4	0	20.2	483
1978	0	31.5	62.3	19.4	58	94.9	57.7	159.6	9.5	25.6	4.5	1.3	524.3
1979	83.1	27.3	54.1	44.5	42.9	40.8	63.9	67	51.7	5.2	2	8.7	491.2
1980	63.5	23	69.4	144.7	49.2	0	43.2	40.2	16.1	20.1	0	6.5	475.9
1981	40.4	23.1	20.6	72.6	116.6	59	102.5	70.1	61.6	12	5.5	16.8	600.8
1982	21.6	127.4	120.3	94.1	4.5	22.4	71.4	7	18.2	9.5	0	12	508.4
1983	12.6	43.6	35.5	24.3	140.9	171.7	48.2	46.1	16	5	0	0.6	544.5
1984	46.4	179.8	11	298.8	106.2	46.4	161.5	16.5	66.3	0	0	6.11	939
1985	64.99	33.04	26.97	34.34	119.58	38.13	104.52	38.02	10.72	24.7	1.62	19.82	516.44
1986	32.42	56.63	114.87	106.23	54.18	163.71	85.54	25.81	43.09	5.55	23.04	2.67	713.73
1987	1.74	46.45	38.92	26.28	76.98	62.04	67.38	36.63	37.07	61.17	6.54	1.2	462.4
1988	25.6	1.7	21.5	171.4	36.3	40.4	36.5	47.6	12.7	39.7	7.3	9.2	449.9
1989	39.1	56.7	26	10.4	90.4	0	39.5	32.1	46.7	9.9	2.1	6.5	359.4
1990	0.5	8.1	79.7	110.7	26.1	68.8	91.6	49.6	54.4	9.8	5	12.4	516.7
1991	40.8	109.2	25.5	12.8	48.8	48.3	63.2	118	111.2	15.7	9.9	1.3	604.7
1992	9.3	12.6	78.7	168.3	47.6	38.7	28	12.3	49.8	26.1	0.4	7	478.8
1993	14.2	22.1	29.5	105.2	44	87.9	7.9	64.1	1.5	1	1.7	0.7	379.8
1994	29	84.1	6.8	63.8	184.5	19.3	82.1	33.1	3.8	52.8	0	10.8	570.1
1995	41.2	17.1	35.3	24.9	86.9	185.5	48.1	54.5	60	7.2	7.3	7.1	575.1
1996	11.9	14.5	27	50.5	45.2	17.8	39.1	47.1	8.7	15.9	0.4	21.8	299.9
1997	45.8	76.6	115	67.4	36.6	62.4	23.1	69.4	63	14.2	0.8	19.3	593.6
1998	51.9	32.1	131.6	52.1	102.3	57.8	41.2	25.4	20.4	16.2	6	1.9	538.9
1999	106.8	19.6	53	110.9	23	15.2	20.3	21.5	68.8	32.3	2.8	7.6	481.8
2000	9.6	62.7	26.2	49.8	148.2	40.9	19.7	44.3	30.8	0	0	2.2	434.4
2001	64.8	14.3	17.2	20.2	25	53.8	23.4	21.4	9.3	3	29	16	297.4
2002	8.9	20.5	119.6	106.4	190.3	52.5	25.1	107.8	31.7	4	1.8	0.8	669.4
2003	69.5	38.5	17.4	153.2	76.4	20.8	54.3	69.3	62.1	29.1	0	3	593.6
2004	38.9	36.8	150.4	156.4	70.9	88.7	33.5	80.5	4.4	3.1	11.5	4.6	679.7
2005	14.8	7.1	28.1	54	100.6	56.4	32.6	17.5	104.3	2.2	2.3	6.6	426.5
2006	40	42.2	23.6	143.2	20.8	42.2	128.7	86.2	15.7	18.3	1.4	3.5	565.8
2007	68.3	26.9	40.7	96.5	9.6	15.1	107.7	14.8	82.5	8	4	3.7	477.8
2008	62.9	12.7	51.2	31.7	109.1	54.9	67.3	105.8	73.2	1.7	7.3	16.5	594.3
Mensuelles	37.79	42.50	51.99	75.80	73.47	57.20	60.19	53.56	42.89	14.96	5.07	8.38	523.80

IV.2.Homogénéisation de la série pluviométrique :

L'homogénéité est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente.

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon ou test des rangs (le plus puissant des tests non paramétriques). La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique par cette méthode repose sur le procédé ci-dessous :

On divise la série complète en deux sous séries y et x tel que :

N_1 et N_2 représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries, considérant généralement $N_2 > N_1$.

On constitue par la suite, la série x unions y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre décroissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous séries appartient elle. Mr Wilcoxon montre que la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-après est vérifiée.

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

On calcule la quantité W_y :

W_y : Somme des rangs des sous séries.

$$W_y = \sum_{i=1}^n \text{rang}$$

$$W_{\min} = \left[\left(\frac{(N_1 + N_2 + 1)}{2} \right) - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{N_1 \times N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \right]$$

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

$u_{1-\frac{\alpha}{2}}$: représente la valeur de variable centre réduit de Gausse pour une probabilité de $1 - \frac{\alpha}{2}$.

Pour notre cas on prend $\alpha = 5\% \rightarrow u_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1.96$

Tableau IV.2: Teste de Wilcoxon

Rang	P (mm)	Série Y(mm)	Série X(mm)	TRI (mm)	X u Y
1	378.8	604.7		939	X
2	686.2	478.8		713.73	X
3	554	379.8		686.2	X
4	386.7	570.1		679.7	Y
5	380.7	575.1		669.4	Y
6	666.9	299.9		666.9	X
7	527.5	593.6		604.7	Y
8	483	538.9		600.8	X
9	524.3	481.8		594.3	Y
10	491.2	434.4		593.6	Y
11	475.9	297.4		593.6	Y
12	600.8	669.4		575.1	Y
13	508.4	593.6		570.1	Y
14	544.5	679.7		565.8	Y
15	939	426.5		554	X
16	516.44	565.8		544.5	X
17	713.73	477.8		538.9	Y
18	462.4	594.3		527.5	X
19	449.9		378.8	524.3	X
20	359.4		686.2	516.7	X
21	516.7		554	516.44	X
22	604.7		386.7	508.4	X
23	478.8		380.7	491.2	X
24	379.8		666.9	483	X
25	570.1		527.5	481.8	Y
26	575.1		483	478.8	Y
27	299.9		524.3	477.8	Y
28	593.6		491.2	475.9	X
29	538.9		475.9	462.4	X
30	481.8		600.8	449.9	X
31	434.4		508.4	434.4	Y
32	297.4		544.5	426.5	Y
33	669.4		939	386.7	X
34	593.6		516.44	380.7	X
35	679.7		713.73	379.8	Y
36	426.5		462.4	378.8	X
37	565.8		449.9	359.4	X
38	477.8		359.4	299.9	Y
39	594.3		516.7	297.4	Y

D'après de faire les calculs on trouve que :

N1	N2	Wmin	Wy	Wmax
18	21	270.43	355	449.43

$$W_{\min}=270.43 < W_y=355 < W_{\max}=449.43$$

La condition de **Mr Wilcoxon** est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelle de la station est homogène.

IV.3. Etude de l'échantillon:

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

- ✓ Loi de **Gauss** ou **loi Normale**.
- ✓ Loi de **Galton** ou **loi log –Normale**.

IV.4. Choix du type de loi :

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).

Les critères de choix pouvant être retenues sont :

- A qualité ;la loi qui a le moins de paramètres est a retenir.
- A qualité et nombre de paramètres égal, il faut comparer les estimations des 2 lois. Si ces estimation sont voisin, il faut retenir la plus simple ; Si elles sont nettement différentes, il faut prendre une nouvelle loi quitte a prendre un paramètre supplémentaire .(**Dr :Bénina Touaibia 2004**)

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. (**TOUIBIA 2004**).

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

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

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

N°	Observation	Probabilité empirique
1	378.8	0.0918
2	686.2	0.9337
3	554	0.6276
4	386.7	0.1684
5	380.7	0.1429
6	666.9	0.8571
7	527.5	0.5510
8	483	0.3980
9	524.3	0.5255
10	491.2	0.4235
11	475.9	0.2959
12	600.8	0.8061
13	508.4	0.4490
14	544.5	0.6020
15	939	0.9847
16	516.44	0.4745
17	713.73	0.9592
18	462.4	0.2704
19	449.9	0.2449
20	359.4	0.0663
21	516.7	0.5000
22	604.7	0.8316
23	478.8	0.3469
24	379.8	0.1173
25	570.1	0.6786
26	575.1	0.7041
27	299.9	0.0408
28	593.6	0.7296
29	538.9	0.5765
30	481.8	0.3724
31	434.4	0.2194
32	297.4	0.0153
33	669.4	0.8827
34	593.6	0.7551
35	679.7	0.9082
36	426.5	0.1939
37	565.8	0.6531
38	477.8	0.3214
39	594.3	0.7806

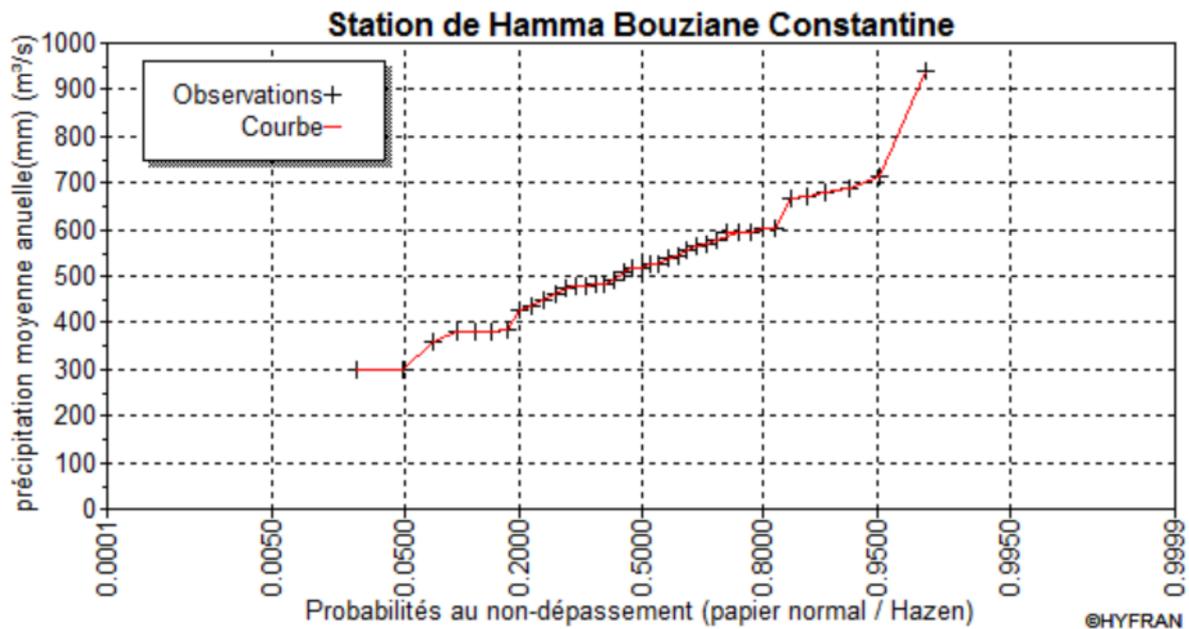


Figure IV.1: L'allure des points sur du papier à probabilité.

IV.5. Le déroulement de l'ajustement :

Pour faire cet ajustement, on doit :

- Disposer les précipitations par un ordre de grandeur, et donner un numéro d'ordre pour chaque élément.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- Faire un choix de la formule du calcul pour la fréquence expérimentale. Dans notre cas on va prendre la formule de Hazen qui est définie comme suit :

$$F(x) = (m-0.5)*100/n(\%)$$

Avec :

m : Numéro d'ordre.

n : Taille de l'échantillon.

- Calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon à savoir, (moyenne, écart type...etc.)
- Reporter les points sur papier à probabilité appropriée à chaque loi.
- Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée.
- Lire ou calculer la valeur extrême (quantile).
- Tester l'adéquation de la loi d'ajustement.
- Calculer l'intervalle de confiance (quantile) pour les précipitations probables choisies.

IV.6. Ajustement de la série pluviométrique :

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

IV.6.1.Ajustement a la loi normale (gauss) :

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\mu} e^{-\frac{1}{2}\mu^2} du..$$

u :variable réduit de gausse donnée par :

$$u = \frac{X - \bar{X}}{\sigma} ..$$

La formule de cette loi s'écrit comme suit :

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

Avec:

X_{P%} : Précipitation de probabilité P%.

\bar{X} : Moyenne arithmétique.

$$\bar{X} = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{X_i}{n} ..$$

δ : L'écart type, c'est la racine carré de la variance.

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n-1} * \sum_{i=1}^{i=n} (X_i - \bar{X})^2} ; \text{ Si } n < 30.$$

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n} * \sum_{i=1}^{i=n} (X_i - \bar{X})^2} ; \text{ Si } n \geq 30.$$

Avec :

n : Taille de l'échantillon.

U_{P%} : Variable réduite de Gauss.

Pour avoir les valeurs de **U_{P%}**, on va utiliser une formule analytique d'approximation de l'intégrale de Gauss. Cette formule est :

- Pour $F(x) \leq 0.5$

$$U_{P\%} = X - \frac{2.515517 + 0.802853 * X + 0.010328 * X^2}{1 + 1.432788 * X + 0.189269 * X^2 + 0.001308 * X^3}$$

$$X = \sqrt{\ln \frac{1}{F(X)^2}}$$

- Pour $F(x) > 0.5$: $F(x) = 1 - F(x)$ et $U = -U$.

Pour U > 0 On a alors :

$$F(u) = 1 - 0.5 / (1 + 0.196854 * U + 0.115194 * U^2 + 0.000344 * U^3 + 0.019527 * U^4)$$

Chapitre IV-Etude hydrologique

Pour $U < 0$: $U = -U$ et $F(x) = 1 - F(x)$.

Pour les calculs on a utilisé le logiciel HYFRAN .Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de Hamma Bouzian Constantine sont comme suivent :

Tableau IV.4.le résultant d'ajustement par loi normale(Gauss)

Station de Hamma Bouzian Constantine				
normale(Maximum de vraisemblance)				
Nombre d'observations:39				
Paramètres	mu 523.797		Sigma= 123.921	
Quantiles	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)			
	T = 1/q			
période de retour	probabilité	XT (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.0001	62.9	56.5	-47.8 - 174
2000.0	0.0005	116	50.8	16.4 - 216
1000.0	0.0010	141	48.2	46.3 - 235
200.0	0.0050	205	41.7	123 - 286
100.0	0.0100	235	38.6	160 - 311
50.0	0.0200	269	35.3	200 - 338
20.0	0.0500	320	30.7	260 - 380
10.0	0.1000	365	26.9	312 - 418
5.0	0.2000	420	23.2	374 - 465
3.3	0.3000	459	21.2	417 - 500
2.0	0.5000	524	19.8	485 - 563
1.5000	0.6667	577	20.8	536 - 618
1.2500	0.8000	628	23.2	583 - 673
1.1111	0.9000	683	26.9	630 - 735
1.0526	0.9500	728	30.7	668 - 788
1.0204	0.9800	778	35.3	709 - 848
1.0101	0.9900	812	38.6	737 - 888
1.0050	0.9950	843	41.7	761 - 925
1.0010	0.9990	907	48.2	812 - 1000
1.0005	0.9995	932	50.8	832 - 1030
1.0001	0.9999	985	56.5	874 - 1100

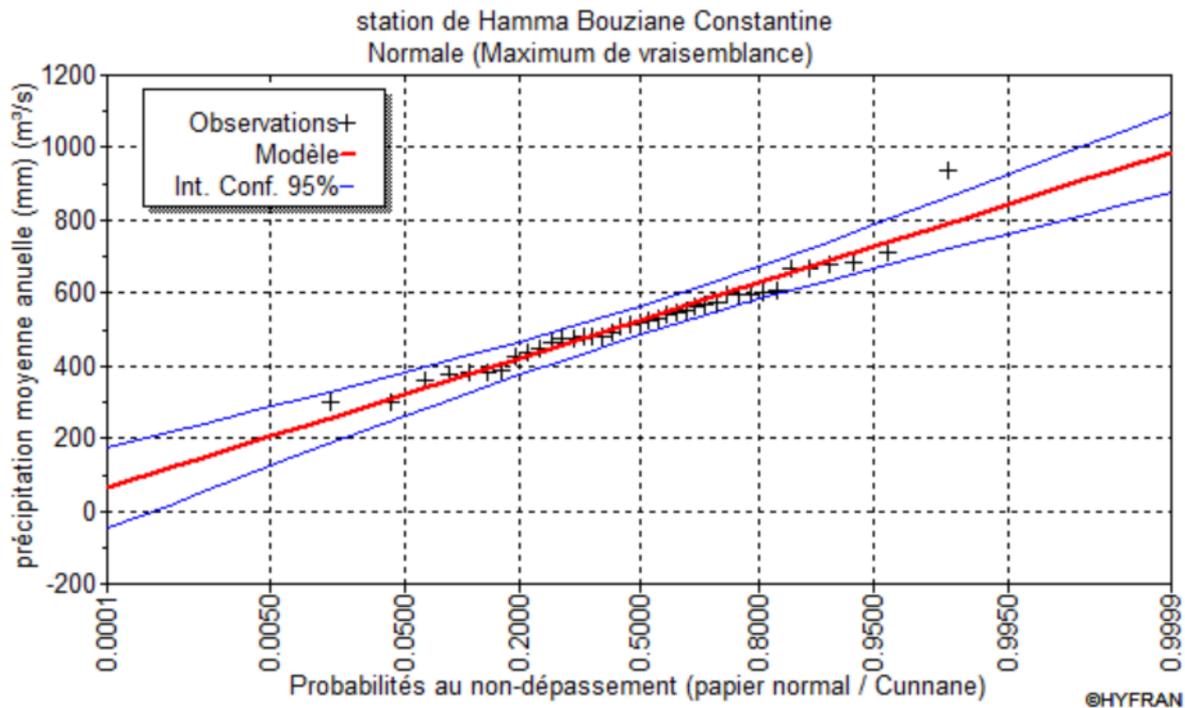


Figure IV.2.L'allure des points sur du papier à probabilité (d'ajustement par loi normale(Gauss)).

IV.6.2.Ajustement à la loi log-normale (Galton) :

Une variable aléatoire X appartient à la distribution log normale lorsque $y=\log X$ est normale, la loi de GALTON résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables, sa fonction de répartition est de la forme

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\mu} e^{-\frac{1}{2}\mu^2} du$$

u : Variable réduit de Galton, elle est donnée par :

$$u = \frac{\ln X - \overline{\ln X}}{\sigma_{\ln x}}$$

Les données statistiques des pluies sont rapportées à une autre échelle à savoir l'échelle du log normal.

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

$$\ln(X_{p\%}) = \overline{\ln(X)} + \delta_{\ln} \cdot U_{p\%} \dots$$

$X_{p\%}$: Précipitation probable à $p\%$.

$\overline{\ln(X)}$: Moyenne arithmétique des logs des précipitations observées.

Chapitre IV-Etude hydrologique

δ_{Ln} : Variance, calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique, avec :

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

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

$U_p\%$: variable réduite de Gauss.

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles sont regroupés dans le tableau et la figure suivante :

Tableau IV.5: le résultant d'ajustement par loi log- normale(Galton).

Station de Hamma Bouzian Constantine				
Log normale (Maximum de vraisemblance)				
Nombre d'observations:39				
Paramètres	mu 6.23424		Sigma= 0.236075	
Quantiles	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)			
	T = 1/q			
période de retour	probabilité	XT (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.0001	212	22.8	167 - 257
2000.0	0.0005	234	22.7	190 - 279
1000.0	0.0010	246	22.6	202 - 290
200.0	0.0050	278	22.0	234 - 321
100.0	0.0100	294	21.6	252 - 337
50.0	0.0200	314	21.1	273 - 355
20.0	0.0500	346	20.2	306 - 385
10.0	0.1000	377	19.3	339 - 415
5.0	0.2000	418	18.5	382 - 454
3.3	0.3000	451	18.2	415 - 486
2.0	0.5000	510	19.3	472 - 548
1.5000	0.6667	564	22.3	521 - 608
1.2500	0.8000	622	27.5	568 - 676
1.1111	0.9000	690	35.4	621 - 760
1.0526	0.9500	752	43.9	666 - 838
1.0204	0.9800	828	55.7	719 - 937
1.0101	0.9900	883	64.9	756 - 1010
1.0050	0.9950	937	74.3	791 - 1080
1.0010	0.9990	1060	97.1	867 - 1250
1.0005	0.9995	1110	107	898 - 1320
1.0001	0.9999	1230	132	968 - 1490

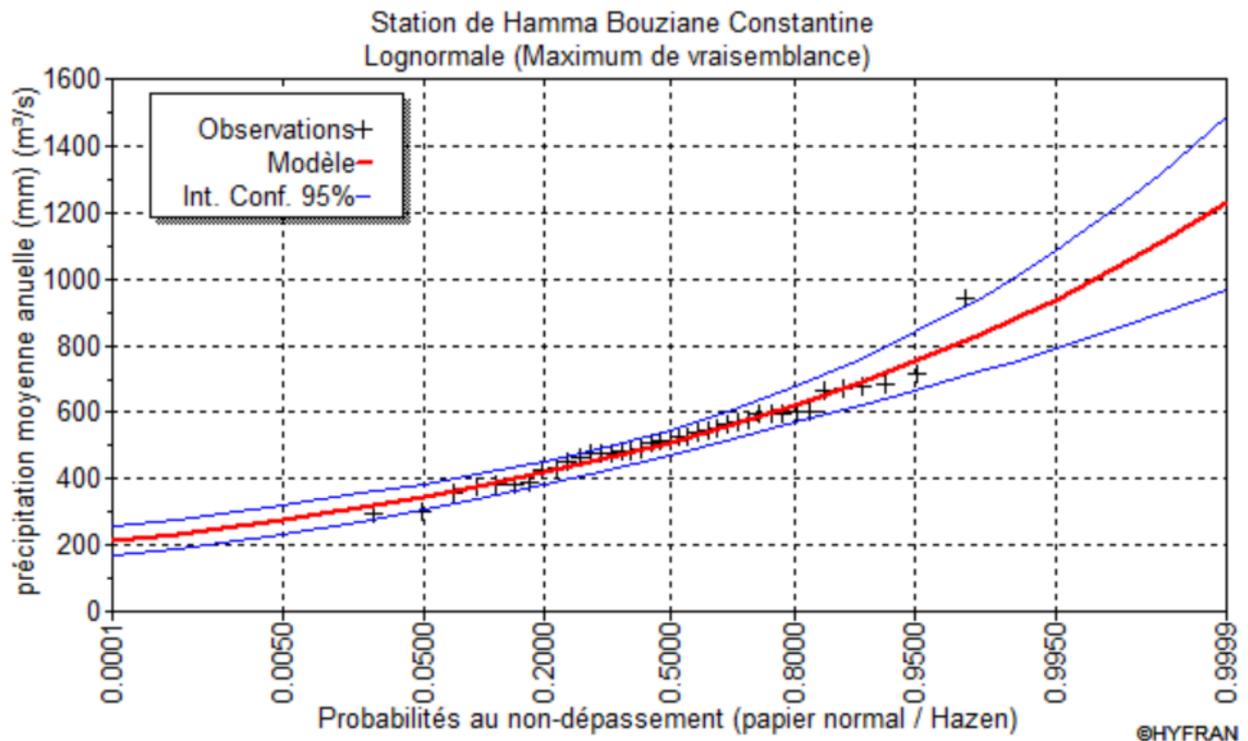


Figure IV.3. L'allure des points sur du papier à probabilité (d'ajustement par loi log normale (Galton)).

IV.6.3. Interprétation des résultats :

D'après de faire l'ajustement par logiciel Hyfran ; on observe dans le graphe d'ajustement a la loi normal qu'on a des valeurs de signes moins ce que nous ne permet pas de prend ce loi .

IV.7. 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 le plus employé, 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 classes K contenant chacune n_i valeurs expérimentales. Le nombre V_i est le nombre théorique de valeurs sur un échantillon de N valeurs affectées à la classe i par la loi de répartition, donnée par la relation suivante :

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

Chapitre IV-Etude hydrologique

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

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} \quad \text{Et} \quad \lambda = K - 1 - P$$

Avec :

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

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

IV.7. 1. Test de validité de l'ajustement à la loi Log-Normale :

- ✓ On calcule χ^2 ;
- ✓ On calcule le nombre de degré de liberté γ ;
- ✓ On détermine $\chi^2_{\text{théorique}}$ sur la table de Pearson .

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

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

Tableau IV.6: table du χ^2 .

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

Le test de validité de Khi carrée pour l'ajustement à la loi log-Normale est fait par le logiciel HYFRAN.

Résultats :

Khi carré = 7.15 = χ^2 calculée.

Probabilité p (χ^2 calculée) = 0.2094.

Degrés de liberté : $\gamma=5$.

Nombre des classes k= 8.

Chapitre IV-Etude hydrologique

Sur la table de Pearson χ^2 théorique = 11.070 ; pour : $\alpha = 5 \%$ et $\gamma=5$

Donc : χ^2 calculée < χ^2 théorique.

L'adéquation de la loi est bonne autrement dit l'ajustement est bon pour une probabilité α soit 95%.

Donc l'ajustement de la loi log-normal aux précipitations annuelles est à considérer.

IV.8. Pluviométrie moyenne mensuelle de probabilité 80% :

Pour trouver la pluviométrie moyenne mensuelle de probabilité 80% ; on utilise la loi suivante :

$$P_{i,80\%} = P_{\text{moy de chaque mois}} \times P_{20\%}/P_{50\%}$$

Puis on déduit les résultats suivants :

$$\left. \begin{array}{l} P_{\text{théoann } 20\%} = 418 \text{ mm} \\ P_{\text{théoann } 50\%} = 510 \text{ mm} \end{array} \right\} \longrightarrow P_{20\%}/P_{50\%} = 418 / 510 = 0.82 < 1.$$

Donc les valeurs de $P_{i,80\%}$ sera comme suit :

Tableau IV.7: Pluviométrie moyenne mensuelle de probabilité 80%

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juit	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
P20%/P50%	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82
P moy	73.47	57.2	60.19	53.56	42.89	14.96	5.07	8.38	37.79	42.5	51.99	75.8
$P_{i,80\%}$	60.25	46.90	49.36	43.92	35.17	12.27	4.16	6.87	30.99	34.85	42.63	62.16

Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminée les caractéristiques statistiques de la série pluviométrique de la station **Hamma Bouziane Constantine** qui dispose d'une série longue de 39 ans. Quant à l'ajustement des séries de pluies, on observe dans le graphe d'ajustement a la loi normal qu'on a des valeurs de signes moins ce que nous ne permet pas de prend ce loi .

le test de khi 2 est a considéré pour la loi de log-normale qu'est la plus adéquate graphiquement.

L'utilisation du logiciel tel que l'HYDROLAB, HYFRAN nous a permis l'élaboration des analyses statistiques les plus courantes en hydrologie en économisant du temps.

CHAPITRE V :
Calcul des besoins en
eau des cultures

Introduction :

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

La pièce de base pour la quantification des besoins en eau du périmètre est le calendrier des cultures, établi par des agronomes. Il présente les différentes cultures occupant le sol à chaque instant de l'année. L'évaluation des besoins en eau du périmètre est basée sur la détermination des besoins de chaque culture retenue dans le calendrier agronomique.

V.1 : Les besoins en eau d'une culture :

Le besoin d'irrigation, noté (BI) est défini comme étant le volume d'eau qui devra être apporté par irrigation en complément à la pluviométrie et éventuellement d'autres ressources telles que les remontées capillaires (l'apport d'une nappe phréatique), la réserve en eau initiale dans le sol, et la fraction de lessivage (lorsque la salinité influe sur la disponibilité en eau pour les plantes). Le calcul de ces besoins d'irrigation repose sur un bilan hydrique, qui exprime la différence entre les besoins en eau de la culture et les apports d'eau d'origine naturelle.

V.2. Evapotranspiration maximale d'une culture (ETM) :

En matière d'irrigation, on cherche à placer les plantes dans des conditions de production optimales et on base l'irrigation sur la valeur de l'évapotranspiration maximale (ETM) qui est une valeur ponctuelle liée à l'ETo qui est relative à une région par un coefficient cultural, donnée par la formule de base de l'approche climatique :

$$ETM = kc \times ETo$$

ETM : évapotranspiration maximale d'une culture (mm),

kc : coefficient cultural,

ETo: évapotranspiration de référence (mm).

V.3.Choix du coefficient cultural :

Par définition, le coefficient cultural (kc) est le rapport entre l'évapotranspiration de la culture (ETc) et l'évapotranspiration potentielle (ETo), il intègre les effets des 4 caractéristiques primaires qui distinguent une culture de la culture de référence qui sont : la hauteur de la culture, la résistance de surface sol - végétation, l'albédo, l'évaporation de sol (Allen et al, 1998).

Les facteurs qui influent sur la valeur de kc sont : les caractéristiques de la culture, les dates de plantation ou de semis, le rythme de son développement et la durée de son cycle végétatif,

les conditions climatiques, en particulier au début de la croissance et la fréquence des pluies ou des irrigations. (Bulletin F.A.O, N° 24).

V.4. La réserve facilement utilisable (RFU) :

La réserve utile c'est la quantité d'eau contenue dans la tranche de sol explorée par les racines, entre le point de ressuage et le point de flétrissement.

Mais les plantes ayant d'autant plus de mal à extraire l'eau que l'humidité qui s'approche du point de flétrissement, on considère donc la Réserve Facilement Utilisable (RFU). On considère généralement que la RFU correspond au 2/3 de la réserve Utile, selon le type de cultures.

On obtient donc :

$$\text{RFU} = (\text{Hcc} - \text{Hpf}) * \text{Y} * \text{Z} * \text{da}$$

Avec :

Hcc et **Hpf** : sont les humidités du sol à la capacité au champ et au point de flétrissement ;

Y = degré de tarissement généralement égal à 2/3 ;

Z : Profondeur d'enracinement (mm) ;

da : Densité apparente du sol.

V. 5. Calcul de l'évapotranspiration potentielle ou de référence :

L'évapotranspiration de référence est la quantité maximale d'eau consommée par une culture de référence couvrant totalement le sol et présentant une hauteur uniforme de quelques centimètres, dans la double hypothèse :

- Stade de développement végétatif maximal
- Sol suffisamment pourvu en eau (capacité de rétention)

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

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

En ce qui concerne les méthodes empiriques, il existe des formules de calcul dont les principales sont:

- Turc.
- Blaney – Cridle.
- Thornthwaite.
- Penman et Monteith modifiée.

Sur la base des résultats de plusieurs études, la consultation d'experts menée par la FAO sur les méthodologies d'estimation des Besoin en eau des cultures, a conduit à recommander la méthode de Penman Monteith modifiée comme méthode privilégiée d'estimation de ETo (Bulletin F.A.O, N° 30).

La formule de Penman est la meilleure manière d'estimation de l'ETP sous tous les climats. Son seul inconvénient est qu'elle nécessite un nombre important d'informations climatiques, rarement toutes disponibles sur une même station.

La formule de Penman-Monteith modifiée se présente comme suit:

$$ETo = C \times [w \times Rn + (1 - w) \times F (u) \times (ea - ed)]$$

ETo : représente l'évapotranspiration de référence, exprimée en mm / jour.

W :facteur de pondération rendant compte de l'effet de rayonnement à différente température et altitude.

Rn : rayonnement net d'évaporation équivalente exprimé en mm/ j

F(u) : fonction liée au vent.

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

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

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

C : facteur de correction pour compenser les conditions météorologiques diurnes et nocturnes. Pour notre cas on va calculer les besoins en eau à l'aide de logiciel **CROPWAT .8**. qui permet au passage, l'évaluation de l'évapotranspiration de référence, selon la méthode empirique la plus appropriée de **Penman et Monteith** modifiée.

➤ CROPWAT est un programme destiné au system WINDOWS établit par la FAO basé sur l'équation de Penman-Monteith comme référence.

Pour l'exploitation du logiciel, nous devons fournir les données climatiques mensuelles de la station météorologique: à savoir:

- Les températures moyennes en degré Celsius ;
- L'humidité relative de l'air exprimé en (%) ;
- L'insolation journalière en heure, et la vitesse du vent en m /s.[9]

Les résultats de l'évapotranspiration de référence ETo calculés à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0 sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau. V.1: Evapotranspiration de référence ET0 calculée à l'aide du logiciel CROPWAT8.0

Wilaya : Constantine			Station : Hamma Bouziane				
Altitude : 460 m			L'altitude : 36.40 N°			Longitude :6.58 °E	
	Temp Min	Temp Max	Humidité	Vent	Insolation	radiation	ETo
Mois / unités	°C	°C	%	m/s	Heures/j	MJ/m ² /jour	mm/jour
Janvier	2.9	12.3	62	2.7	4.7	8.5	1.71
Février	2.9	13.6	59	2.8	5.6	11.5	2.17
Mars	5.1	16.8	47	2.6	6.1	14.8	3.16
Avril	7	19.4	51	2.9	7.2	18.8	3.94
Mai	11.6	25.4	63	2.5	8.7	22.4	4.59
Juin	15.9	31.1	70	2.4	10.4	25.4	5.53
Juillet	18.5	34.5	73	2.5	11.4	26.5	6.15
Aout	19.2	34.4	78	2.4	10.5	23.8	5.55
Septembre	16.1	28.6	77	2.1	8	18	3.88
Octobre	11.4	24.2	75	2.2	6.8	13.5	2.79
Novembre	7.3	16.8	74	2.8	5.5	9.7	1.86
Décembre	4.5	13.2	72	3	4.7	7.9	1.51

V. 6.Calcul de La Pluie Efficace :

La pluie efficace est définie comme étant la fraction des précipitations contribuant effectivement à la satisfaction des besoins nets de l'évapotranspiration de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface, par percolation en profondeur, etc.

Il est difficile d'évaluer les pluies efficaces sans avoir recours à des mesures effectuées pendant de longues périodes, en différents endroits.

Plusieurs méthodes peuvent être exploitées dans l'estimation des pluies efficaces, dans notre étude, nous avons utilisé la méthode suivante :

$$P_{\text{eff}} = (0.8 \times P_{\text{sec}\%})$$

Avec **Peff** : Pluie annuelle efficace en (mm/mois).

Psec% : Pluie sec de probabilité de dépassement de 80%, en (mm).

Les valeurs de précipitations de probabilité de dépassement 80% (P80%) et la pluie efficace (Peff) sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau. V.2: Pluies efficaces calculées à l'aide du logiciel CORPWAT.80

Mois	Janv	févr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Octo	Nove	Déce	Total
Pluies 80%	60.25	46.9	49.36	43.92	35.17	12.27	4.16	6.87	30.99	34.85	42.63	62.16	429.53
Pluies efficaces	48.2	37.52	39.488	35.136	28.136	9.816	3.328	5.496	24.792	27.88	34.104	49.728	343.624

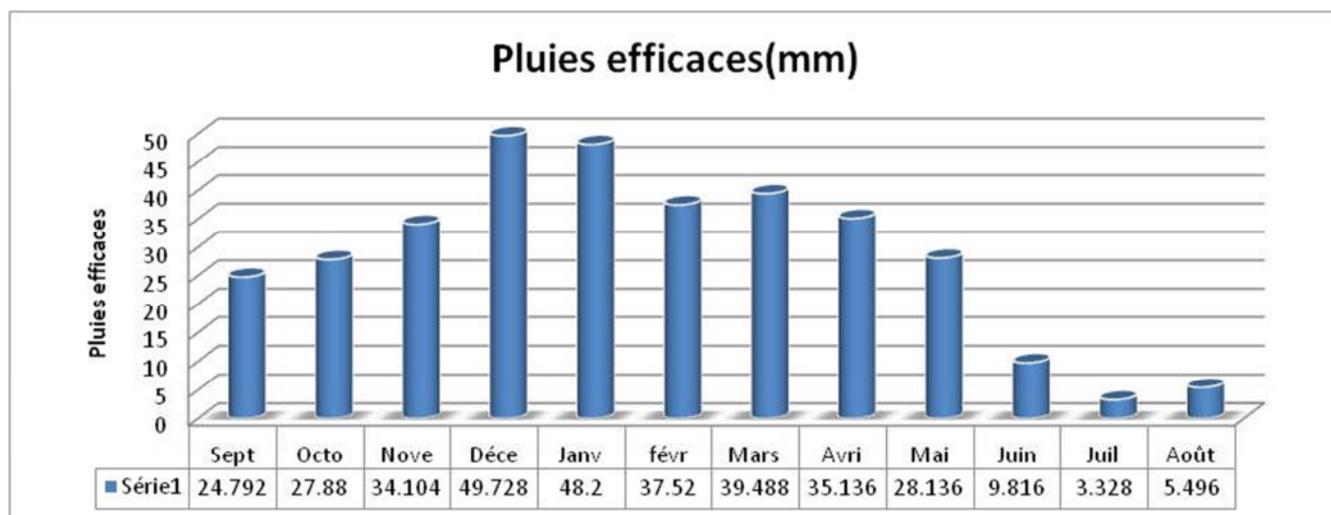


Figure. V.1:représentation graphique de la pluies efficaces

V. 6. Cycle végétatif des cultures :

On 'a prendre comme référence, les textes réglementaires de l'Algérie en matière de réutilisation des eaux usées épurées pour l'irrigation. Et on prend a la considération les caractéristiques de l'effluent à la sortie de la STEP, les « normes » algériennes en matière de réutilisation des eaux usées épurées pour l'irrigation afin de pouvoir établir un assolement conforme à celles-ci.

Tableau. V.3: Principales cultures et occupation du sol

Cultures	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JN	JT	A	
Blé , Orge			—————										
Abricotier-Amandier-Olivier	—————												
Figuier	—————												
Vesce avoine	—————												
Luzerne	—————												
Bersim	—————												
Sorgho							—————						
Mais fourrager							—————						
Pomme de terre (S)							—————						
Tomate industrielle							—————						

En tenant compte des directives présentées ci-dessus, d'une part, des caractéristiques socioéconomiques et pédoclimatiques, de la zone, d'autre part ; nous proposons et nous adoptons l'assolement biennal présenté dans le Tableau ci-après :

Le dit assolement est basé essentiellement sur les cultures céréalières et fourragères avec introduction de cultures arboricoles et industrielles. Les cultures maraichères sont systématiquement exclues.

Tableau. V.4: Assolement- Rotation :

	Superficie (Ha)	% de la surface Totale	1ere Année		2eme Année
Sole I	40	20	blé	①	②
		10	orge		
		10	Vesce avoine		
Sole II	40	10	Bersim	②	①
		10	Sorgho+ mais		
		10	Pomme de terre (semence)		
		10	Tomate industrielle		
En hors assolement	10	10	luzerne		
	10	10	Cultures arboricoles		

V. 6. Evaluation des besoins nets des cultures:

Ils sont évalués comme suit :

$$\text{Besoins Nets} = \text{ETP} * \text{Kc} - \text{P.eff}$$

Où :

ETP : évapotranspiration ;

Kc :coefficient cultural ;

P.eff : Pluies efficaces ;

Les besoins nets en eau par culture sont définis comme suit :

$$\text{B.E.C} = \text{ETR} - (\text{P} + \text{Rs})$$

B.E.C : besoins en eau des cultures ;

P : pluies efficaces ;

ETR : $\text{ETP} * \text{Kc}$;

Rs : Reserve du sol ;

ETP :évapotranspiration potentielle ; **Kc** : coefficient de culture.

Les besoins bruts pour chaque spéculation représentent le rapport entre le volume des besoins nets de la spéculation et le coefficient d'efficacité respectif retenu :

$$\text{Besoins bruts} = \text{besoins nets/coefficient d'efficacité.}$$

Les besoins nets mensuels ont été évalués en se basant sur l'assolement proposé.

Les besoins bruts ont été évalués en fonction de l'efficacité du système d'irrigation.

Les coefficients d'efficacité retenus ont été arrêtés comme suit :

0,70 : pour l'irrigation par aspersion (cultures céréalières et fourragères)
et pomme de terre

0,90 : pour l'irrigation localisée (cultures arboricoles et industrielles)

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures

Tableau. V.5: besoin en eau de blé et orge.

Culture	Coefficient d'efficience	Rubriques	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juit	Aou
blé,orge	0.8	Kc	-	-	0,7	0,85	1	1,05	1,15	1,15	0,2	-	-	-
		Z(mm)	-	-	300,00	300,00	400,00	500,00	600,00	600,00	700,00	-	-	-
		ETM	-	-	39,06	38,51	53,01	66,08	112,65	135,93	28,46	-	-	-
		Besoin nets (mm)	-	-	4,96	0,00	4,81	28,56	73,17	100,79	0,32	-	-	-
		Besoin Bruts (m3/h)	-	-	62,00	0,00	60,13	357,00	914,63	1259,88	4,00	-	-	-
		Q spécifique (l/s/ha)	-	-	0,04	0,00	0,03	0,19	0,48	0,7	0,00	-	-	-

Tableau. V.6: besoin en eau de vesce avoine.

Culture	Coefficient d'efficience	Rubriques	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juit	Aou
vesce avoine	0.9	Kc	0,6	0,9	1	1,1	1,1	1,2	1	-	-	-	-	-
		Z(mm)	300,00	400,00	500,00	600,00	800,00	1000,00	1000,00	-	-	-	-	-
		ETM	69,84	77,84	55,80	49,83	58,31	75,52	97,96	-	-	-	-	-
		Besoin nets (mm)	45,05	49,96	21,70	0,10	10,11	82,00	117,14	-	-	-	-	-
		Besoin Bruts (m3/h)	500,53	555,12	241,07	0,00	112,34	911,07	1301,58	-	-	-	-	-
		Q spécifique (l/s/ha)	0,26	0,29	0,16	0,00	0,06	0,48	0,69	-	-	-	-	-

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures

Tableau. V.7: besoin en eau de sorgho.

Culture	Coefficient d'efficience	Rubriques	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juit	Aou	
sorgho	0.8	Kc	-	-	-	-	-	-	-	-	0,8	1	1,15	0,75	
		Z(mm)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	200	400	500	600
		ETM	-	-	-	-	-	-	-	-	-	113,83	165,90	219,25	124,88
		Besoin nets (mm)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	85,70	156,08	215,92	119,38
		Besoin Bruts (m3/h)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1071,25	1951,00	2699,00	1492,25
		Q spécifique (l/s/ha)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,56	1,03	1,42	0,79

Tableau. V.8: besoin en eau de maïs.

Culture	Coefficient d'efficience	Rubriques	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juit	Aou
maïs	0.8	Kc	-	-	-	-	-	-	0,7	1	1	1,15	1,15	0,5
		Z(mm)	-	-	-	-	-	-	70,00	100,00	200	300	400	500
		ETM	-	-	-	-	-	-	68,57	118,20	142,29	190,79	219,25	83,25
		Besoin nets (mm)	-	-	-	-	-	-	0,00	0,00	114,15	180,97	215,92	77,75
		Besoin Bruts (m3/h)	-	-	-	-	-	-	0,00	0,00	1426,88	2262,13	2699,00	971,88
		Q spécifique (l/s/ha)	-	-	-	-	-	-	0,00	0,00	0,75	1,19	1,42	0,51

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures

Tableau. V.9: besoin en eau de bersim.

Culture	Coefficient d'efficience	Rubriques	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juit	Aou
Bersim	0.8	Kc	0,6	0,9	1	0,6	0,6	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-
		Z(mm)	50,00	50,00	100,00	150,00	250,00	250,00	300,00	300,00	-	-	-	-
		ETM	69,84	77,84	55,80	27,18	31,81	66,08	102,86	147,75	-	-	-	-
		Besoin nets (mm)	45,05	49,96	21,70	0,00	0,00	28,56	63,37	112,61	-	-	-	-
		Besoin Bruts (m3/h)	563,13	624,50	271,25	0,00	0,00	357,00	792,13	1407,63	-	-	-	-
		Q spécifique (l/s/ha)	0,30	0,33	0,17	0,00	0,00	0,19	0,42	0,74	-	-	-	-

Tableau. V.10: besoin en eau de Tomate industrielle.

Culture	Coefficient d'efficience	Rubriques	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juit	Aou
Tomate industrielle	0,9	Kc	-	-	-	-	-	-	0,4	0,7	1,05	1,05	0,6	-
		Z(mm)	-	-	-	-	-	-	200	700	1000	1000	1000	-
		ETM	-	-	-	-	-	-	39,18	82,74	149,40	174,20	114,39	-
		Besoin nets (mm)	-	-	-	-	-	-	0,00	47,60	121,27	164,38	111,06	-
		Besoin Bruts (m3/h)	-	-	-	-	-	-	0,00	528,93	1347,43	1826,43	1234,02	-
		Q spécifique (l/s/ha)	-	-	-	-	-	-	0,00	0,28	0,71	0,96	0,65	-

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures

Tableau. V.11: besoin en eau de Pomme de terre.

Culture	Coefficient d'efficience	Rubriques	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juit	Aou
Pomme de terre	0.8	Kc	-	-	-	-	-	-	0,5	0,7	1,15	0,9	0,75	-
		Z(mm)	-	-	-	-	-	-	100	250	350	400	400	-
		ETM	-	-	-	-	-	-	48,98	82,74	163,63	149,31	142,99	-
		Besoin nets (mm)	-	-	-	-	-	-	9,49	47,60	135,50	139,49	139,66	-
		Besoin Bruts (m3/h)	-	-	-	-	-	-	118,63	595,00	1693,75	1743,63	1745,75	-
		Q spécifique (l/s/ha)	-	-	-	-	-	-	-	0,06	0,31	0,89	0,92	0,93

Tableau. V.12: besoin en eau de Figuier.

Culture	Coefficient d'efficience	Rubriques	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juit	Aou	
Figuier	0.9	Kc	0,85	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	1,05	1,15	1,1	
		Z(mm)	1200,00	1200,00	1200,00	1200,00	1200,00	1200,00	1200,00	1200,00	1200,00	850,00	1150,00	1150,00	1250,00
		ETM	98,94	69,19	44,64	36,24	42,41	50,34	78,37	94,56	113,83	174,20	219,25	183,15	
		Besoin nets (mm)	74,15	41,31	10,54	0,00	0,00	100,82	126,88	59,42	85,70	186,38	267,25	177,65	
		Besoin Bruts (m3/h)	823,87	459,02	117,07	0,00	0,00	1120,27	1409,78	660,27	952,18	2070,88	2969,44	1973,93	
		Q spécifique (l/s/ha)	0,43	0,24	0,08	0,00	0,00	0,59	0,74	0,35	0,50	1,09	1,56	1,04	

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures

Tableau. V.13: besoin en eau de luzerne.

Culture	Coefficient d'efficience	Rubriques	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juit	Aou	
luzerne	0,8	Kc	1	0,9	0,9	0,6	0,6	0,85	0,85	0,85	1,05	1,05	1,05	1,25	
		Z(mm)	1000,00	1000,00	1000,00	1000,00	1000,00	1000,00	1000,00	1000,00	1000,00	1000,00	1000,00	1000,00	1000,00
		ETM	116,40	77,84	50,22	27,18	31,81	53,49	83,27	100,47	149,40	174,20	200,18	208,13	
		Besoin nets (mm)	91,61	49,96	16,12	0,00	0,00	15,97	43,78	65,33	121,27	164,38	196,85	202,63	
		Besoin Bruts (m3/h)	1145,13	624,50	201,50	0,00	0,00	199,63	547,25	816,63	1515,88	2054,75	2460,63	2532,88	
		Q spécifique (l/s/ha)	0,60	0,33	0,13	0,00	0,00	0,11	0,29	0,43	0,80	1,08	1,29	1,34	

Tableau. V.14: besoin en eau de Abricotier Amandier-Olivier.

Culture	Coefficient d'efficience	Rubriques	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juit	Aou	
Abricotier Amandier- Olivier	0,9	Kc	1,1	0,9	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,95	1,05	1,15	1,15	1,15	
		Z(mm)	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
		ETM	128,04	77,84	47,43	38,51	45,06	53,49	83,27	112,29	149,40	190,79	219,25	191,48	
		Besoin nets (mm)	103,25	49,96	13,33	0,00	0,00	103,97	131,78	77,15	121,27	202,97	267,25	185,98	
		Besoin Bruts (m3/h)	1147,20	555,12	148,07	0,00	0,00	1155,23	1464,20	857,27	1347,43	2255,21	2969,44	2066,43	
		Q spécifique (l/s/ha)	0,60	0,29	0,10	0,00	0,00	0,61	0,77	0,45	0,71	1,19	1,56	1,09	

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures

Tableau. V.15: Evaluation des besoins en eau des cultures .

Désignation	Besoins mensuel (mm/mois)												Besoins annuelles(mm)
	Sep	Oct	Nov	Des	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juit	Aou	
blé, orge	0	0	4,96	0	4,81	28,56	73,17	100,79	0,32	0	0	0	212,61
vesce avoine	45,05	49,96	21,7	0,1	10,11	38	58,47	0	0	0	0	0	223,39
sorgho	0	0	0	0	0	0	0	0	85,7	156,08	215,92	119,38	577,08
maïs	0	0	0	0	0	0	0	0	114,15	180,97	215,92	77,75	588,79
Bersim	45,05	49,96	21,70	0,00	0,00	28,56	63,37	112,61	0,00	0,00	0,00	0,00	321,25
Tomate industrielle	0	0	0	0	0	0	0	47,6	121,27	164,38	111,06	0	444,31
Pomme de terre	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	9,49	47,60	135,50	139,49	139,66	0,00	471,747
Figuier	74,15	41,31	10,54	0,00	0,00	100,82	126,88	59,42	85,70	186,38	267,25	177,65	1130 ,1
luzerne	91,61	49,96	16,12	0	0	15,97	43,78	65,33	121,27	164,38	196,85	202,63	967,9
Abricotier Amandier- Olivier	103,25	49,96	13,33	0,00	0,00	103,97	131,78	77,15	121,27	202,97	267,25	185,98	1256,91
Total	359,11	241,15	88,35	0,1	14,92	315,88	506,94	510,5	785,18	1194,65	1413,91	763,39	5063,987

Chapitre V : Calcul des besoins en eau des cultures

Les besoins en eau d'irrigation des cultures envisageables pour le périmètre qui sera irriguer à partir de la station d'épuration de ZIGHOUD YUCEF sont reportés dans le tableau suivante :

Tableau. V.16: récapitulatif des besoins totaux en eau.

CULTURES	Superficie en (ha)	Besoins annuelles net (mm)	Besoins annuelles nets (m^3/h)	Efficiencie (%)	Besoins bruts annuelles totaux (m3/ha)	Besoins bruts totaux (m3)
blé, orge	40	212,61	2126,1	0,8	2657,63	106305,00
vesce avoine	13	223,39	2233,9	0,9	2482,11	32267,44
sorgho	7	577,08	5770,8	0,8	7213,50	50494,50
maïs	6	588,79	5887,9	0,8	7359,88	44159,25
Bersim	13	321,25	3212,5	0,8	4015,63	52203,13
Tomate industrielle	13	444,31	4443,1	0,9	4936,78	64178,11
Pomme de terre	13	471,747	4717,47	0,8	5896,84	76658,89
Figuier	3	1130 ,1	11301	0,9	12556,67	37670,00
luzerne	13	967,9	9679	0,8	12098,75	157283,75
Abricotier Amandier- Olivier	11	1256,91	12569,1	0,9	13965,67	153622,33
TOTAL= 774842,40						

Pour le mois de pointe :

Tableau. V.17: les besoins du mois de pointe.

Superficie totale en (ha)	Besoin net de mois du pointe (m³/h)	Efficiencie (%)	Besoin brut de mois du pointe (m³/ha)
133.3	14139,1	0.75	18852,13

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons estimées les besoins en eau des cultures ce qui nous a permis d'atteindre deux objectifs principaux :

- l'estimation du débit spécifique de notre périmètre, en tenant compte de la culture la plus exigeante. Pour l'élaboration des arrosages, il faudra suivre un planning quotidien des irrigations pour diminuer la demande en eau et satisfaire l'ensemble des besoins en eau des cultures.
- L'estimation des volumes d'eau d'irrigation nécessaires du périmètre.

Les besoins totaux du périmètre sont de l'ordre de **774842,40 m³** par an. Nous rappelons que le débit traité par la station d'épuration est de **10784 m³/j** soit un volume total annuel de l'ordre de **3936160 m³**. Les besoins du périmètre seront donc largement satisfaits.

L'assolement proposé est à dominance de céréales-fourrages avec introduction de l'arboriculture. Les cultures maraichères sont systématiquement exclues.

CHAPITRE VI :
**Le choix de réseau
d'irrigation et son
dimensionnement**

Introduction :

Les **ouvrages de transport** acheminent l'eau d'irrigation depuis la prise d'eau jusqu'aux périmètres à desservir ; Ils sont constitués d'ouvrages linéaires (canaux, galeries) et d'ouvrages ponctuels (aqueducs, siphons, régulateurs, etc.)

Les **réseaux de distribution** répartissent à l'intérieur du périmètre, et jusqu'aux prises d'irrigation propres à chaque agriculteur, l'eau amenée par les ouvrages de transport ; ces réseaux ont une structure généralement ramifiée.

Deux types de conceptions seront présentés : réseaux de distribution par **canaux à ciel ouvert** et réseaux de distribution par **canalisations sous pression**.

VI.1.Type d'adduction :

Le réseau d'adduction est constitué essentiellement par une conduite enterrée qui alimente le réservoir, soit gravitairement ou par refoulement à partir d'une source d'eau (barrage, cours d'eau, forage, STEP....),

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

VI.1.1.Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

VI.1.2.Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

VI.1.3.Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Remarque : Dans notre étude. On est appelé à choisir une adduction par refoulement .

VI.2.Choix du tracé d'adduction :

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

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible ;
- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible ;
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression ;

- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses ;
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...)

VI.3. Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique.

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

VI.3.1. Conduite en fonte :

Présentent plusieurs avantages :

- Bonne résistance aux forces internes et à la corrosion ;
- Très rigides et solides.

L'inconvénient est que les tuyaux en fonte sont très lourds, très chers et ne sont pas disponible sur le marché.

VI.3.2. Conduite en acier

Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport et la pose

Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement).

Leur inconvénient est la corrosion.

Remarque : dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD.

VI.3.3. Avantages des canalisations en PEHD :

- Ils supportent des pressions élevées ;
- Une résistance aux contraintes (choc, écrasement, déplacement du terrain);
- Ils offrent une bonne flexibilité ;
- Disponible sur le marché.

VI.4. Découpage de périmètre en îlots :

La taille de l'îlot est déterminée en fonction des modèles d'exploitations élaborés suivant plusieurs critères : fonciers, topographiques, hydro-agricoles.

La position des bornes résulte du découpage en îlots qui a fait l'objet d'une étude particulière.

Les principes généraux sont rappelés ci-après :

- Desserte individuelle des exploitations par une prise d'eau constituée soit par une borne d'irrigation (grande parcelle : supérieure à une dizaine d'hectares), soit par une tubulure de borne (petites exploitations), dans ce cas la borne peut desservir jusqu'à 4 parcelles.
- Positionnement dans la mesure du possible des bornes au point haut de l'îlot afin de laisser libre choix à l'exploitant sur son mode d'irrigation.

- Dans le cas du Micro-parcellaire, la desserte de plusieurs parcelles se fera à partir d'une borne à plusieurs tubulures (4 max) pour une surface totale cumulée de 5 ha.
- Eviter dans la mesure du possible de desservir un exploitant par plusieurs bornes.

VI.5. Rôle et fonction de la borne d'irrigation :

La borne assure quatre fonctions :

- Le vannage
- La stabilisation de la pression
- La limite du débit
- Le comptage du volume d'eau délivré

VI.6. Tracé du réseau de distribution :

Une fois que le plan de bornage est établi, nous procéderons à la liaison, le plus économiquement possible, des différentes bornes et l'origine du réseau. Le tracé escompté est un réseau ramifié qui conduit à un coût d'investissement optimum, trois méthodes sont utilisées couramment :

VI.6.1. Tracé par proximité :

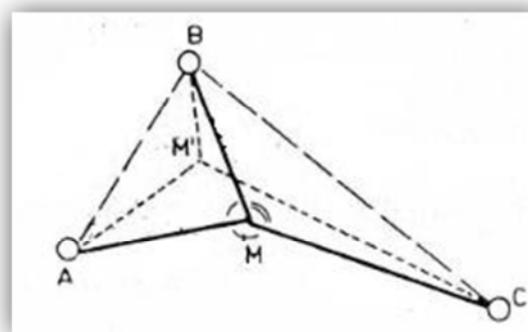
Nous rechercherons tout d'abord, le tracé de longueur minimum, ayant pour sommet les seules bornes du réseau.

VI.6.2. Tracé à 120° :

Dans ce tracé, les bornes d'irrigation sont reliées par deux segments, formant entre eux un angle de 120° .

VI.6.3. le tracé économique :

il s'agit d'un tracé semblable au précédent, mais la longueur des conduites des diamètres importants est réduite au dépend des conduites ayant un petit diamètre.



----- Tracé par proximité
----- Tracé à 120°
———— Tracé économique

Figure VI: Les différents tracés

✚ Pour le cas de notre réseau de distribution, on a adopté un tracé économique (réseau ramifié), qui a le résultat de la formation des îlots d'irrigation, de l'implantation des bornes, du réseau de piste existant et des réseaux de conduites.

VI.7. Appareillage d'équipement du réseau :

VI.7.1. Les borne d'irrigation :

Chaque îlot sera desservi par une borne d'irrigation à une, deux, trois ou quatre prises (tubulures) et chaque prise sera équipée d'un limiteur de débit, un compteur et éventuellement réducteur de pression.

VI.7.2. Les Vannes :

Elles sont nécessaires pour l'exploitation des réseaux, permettent d'isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'irrigation.

Les vannes de section sont installées automatiquement au départ de toutes les branches et des sous branches.

VI.7.3. Ventouses :

les ventouses sont placées aux points hauts des adductions.

VI.7.4. Vidange :

Les vidanges sont placées au niveau des points bas pour permettre l'évacuation gravitaire de l'eau.

VI.7.5. Cheminée d'équilibre ou d'entrée d'air :

Ces ouvrages sont utilisés pour une entrée d'air aux points hauts pour éviter une mise en dépression des conduites : du fait d'une ligne piézométrique très proche du profil du terrain naturel. Ces ouvrages remplacent les ventouses qui ne peuvent pas fonctionner correctement sous très basse pression. La hauteur des cheminées est calculée par rapport aux plus hautes eaux dans le réservoir plus 50 cm.

VI.7.6. Clapet de non retour :

Les clapets de non retour sont utilisés pour éviter un retour d'écoulements, [14]

VI.8. Description de schéma d'adduction :

Il est prévu une station de pompage qui sera implantée à l'aval de la station d'épuration de Zighoud Yousef à la cote de 416m .Dans le but de permettre à l'administration de prévoir une éventuelle extension du périmètre, La conduite de refoulement d'une longueur de 1250 m environ est prévue en PEHD PN16. permettant de véhiculer le débit d'équipement requis , pour refouler les besoins en eau d'irrigation dans un réservoir de stockage projeté à la côte 561.67 m .Une conduite enterrée, en PEHD 16 bars de 1200 m de long, part du réservoir vers un regard répartiteur équipé de deux vannes, situé à l'entrée du périmètre au point «A»

VI.9. La Méthodologie de dimensionnement :

Les conditions de la desserte envisagée préalablement fixées : plan de bornage, pression à délivrer, modalité d'utilisation des prises et le tracé du réseau, les débits à transiter par chaque tronçon doivent être définis ensuite.

VI.9.1. Débit fictif continu ou le débit spécifique :

Le débit spécifique est défini d'après les besoins en eau de chaque culture, évalués précédemment à partir de la répartition culturale et de ses besoins de lessivage. Ce débit spécifique est défini par la formule suivante et permettront de déterminer les débits à la parcelle et à l'entête de l'entité d'étude.

$$q_s = \frac{\sum \text{besoins de mois de pointe}}{T * t * \text{efficience}}$$

Avec : efficience = 0.75 .

T : nombre de jour égale à 27 jours

t : temps de travail égal à 16 heures

D'après les résultats trouvés dans le chapitre V (besoins en eau des cultures), besoin du mois de pointe de la culture la plus exigeante **267.25 mm/mois**

$$q_s = \frac{267.25 * 10000}{27 * 16 * 0.75 * 3600} = \mathbf{2.29} \text{ l/s/ha ;}$$

Remarque :

Le débit spécifique calculé est très important, il est de **2.29** l/s/ha, ce débit dépasse les normes (1.5 l/s/ha), ce qui risque d'aboutir à un surdimensionnement.

Dans ce cas, on

- Prendre la moyenne des débits spécifiques de l'ensemble des cultures ;

Tableau VI.1 : Débit spécifique Max de chaque culture

La culture	Débit spécifique Max
blé, orge	0,70
vesce avoine	0,69
Sorgho	1,42
Maïs	1,42
Bersim	0,74
Tomate industrielle	0,96
Pomme de terre	0,93
Figuier	1,56
Luzerne	1,34
Abricotier Amandier-Olivier	1,56
La somme	11,33

Le débit spécifique pour notre périmètre est de **1,133** l/s/ha. < 1.5 l/s/ha

Pour notre périmètre ayant une superficie de 133.3 hectares, le débit du réseau sera:

$$Q_c = 1,133 * 133.3 = \mathbf{151.03} \text{ l/s}$$

VI.9.2. La répartition des îlots :

Le périmètre fût alors divisé en 23 îlots .La superficie de chaque îlot varie entre 1.27 et 10.03 ha. La superficie totale du périmètre irriguée est de 133.3 ha.

Tableau VI.2 : débits de bornage

N° ILOT	N° BORNE	Surface Ilot(Ha)	Débit de borne (l/s)
1	1	6.24	7,07
2	2	1.27	1,44
3	3	7.52	8,52
4	4	9.32	10,56
5	5	6.25	7,08
6	6	7.81	8,85
7	7	2.34	2,65
8	8	2.31	2,62
9	9	5.59	6,33

10	10	4.72	5,35
11	11	5.91	6,70
12	12	6.52	7,39
13	13	2.76	3,13
14	14	10.03	11,36
15	15	6.11	6,92
16	16	6.03	6,83
17	17	5.80	6,57
18	18	7.76	8,79
19	19	9.39	10,64
20	20	4.65	5,27
21	21	5.47	6,20
22	22	4.84	5,48
23	23	4.66	5,28
23	23	133.30	151.03

Après avoir déterminé les différents débits des ilots, on passe au dimensionnement de la canalisation (diamètre des conduites, vitesse et pression).

VI.9.3. Dimensionnement hydraulique :

VI.9.3.1. Réservoir de stockage :

Le réservoir est un ouvrage hydraulique de stockage et de régulation présentant les principes de fonctionnement suivant :

- Assure une régulation de débit entre le débit d'apport et le débit de consommation.
- Assure une pression nominale pour chaque borne d'irrigation.
- De plus il permet de constituer une réserve d'eau.

Le réservoir projeté est prévu en béton armé, de forme circulaire et d'une capacité de 500 m³ ayant pour diamètre 11.89 m (on prend 12 m de diamètre) et pour hauteur 4.50 m. Il sera implanté à la cote 570 m,

Tableau VI.3: Dimensions du réservoir de stockage

Volume	500 m ³
Côte du radier du réservoir	570 m
Côte trop plein du réservoir	574.5 m
Diamètre intérieur du réservoir	12 m
Hauteur du réservoir	4.5 m
Epaisseur de la paroi	0.40 m

VI.9.3.2. Dimensionnement de la bache de stockage :

Sachant que le débit arrivé à la station est un débit total $Q = 0,151 \text{ m}^3/\text{s}$, pour notre station la bache de stockage a deux fonctions la première est de stocker les eaux épurées et la deuxième d'être une bache d'aspiration pour les pompes de refoulement.

a) volume de la bache

Le volume du réservoir de stockage de la station est adopté égal au débit total qui arrivant en un temps déterminé.

On a : $V_t = Qxt$

V_t : volume de la bache en (m³)

Q : débit total qui arrivées à la station de refoulement.

t : temps de stockage des eaux dans la bache pendant l'arrêt des pompes, Pour un meilleur fonctionnement des pompes, et un bon entretien du matériel, la durée du cycle s'échelonne entre 6 et 15 min.

Donc : on fixe $t = 10$ minutes. $V_t = 0,151 \times 10 \times 60 = 90.6 \text{ m}^3$

Le volume total de la bache sera $V = 90.6 \text{ m}^3$

b) surface de la bache :

On a : $S = \frac{V}{H}$ (la forme de bache est rectangulaire).

S : surface de la bache en (m²) ; V : volume de la bache en (m³)

H : la hauteur de la bache en (m), on fixe cette hauteur à $H = 4\text{m}$

$$S = \frac{V}{H} = S = \frac{90.6}{4} = 22.65 \text{ m}^2 ; \text{ on prend } S = 23 \text{ m}^2.$$

c) Longueur et largeur de la bache :

On a : $S = B \cdot L$ (la forme de la bache est rectangulaire).

L : la longueur de la bache en (m)

B : la largeur de la bache en (m)

Tableau VI.4: Dimensions de la bache d'aspiration

Dimensions	
Volume (m³)	90.6
Hauteur (m)	4
Surface (m²)	23
Longueur (m)	5
Largeur (m)	4.6

VI.9.3.3.Station de pompage :

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit d'équipement, donc il faudra choisir un nombre de pompes qui assure ce débit.

Il faut aussi assurer un fonctionnement de secours, par une ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne. On prévoit une seule pompe de secours. Le nombre de pompes principales repose sur le rendement et la puissance.

Il faut tout d'abord déterminer la hauteur manométrique totale et la hauteur géométrique.

Les calculs se font par un débit d'équipement égal à 151.03 l/s.

Dans ce partie on utilisant logiciel CAPRARI .

VI.9.3.3.1.Les pompes :

Les pompes sont des dispositifs utilisés pour aspirer, déplacer ou pour comprimer des liquides et des gaz. Dans toutes les pompes, il faut éviter la cavitation (formation des poches gazeuses), ce qui réduirait le débit et endommagerait le corps de la pompe.

Il existe deux grands types de pompes : les pompes volumétriques qui sont utilisées pour pomper les eaux usées et les turbopompes.

a) Les turbopompes (pompes centrifuges) :

Il existe trois classes de turbopompes : les pompes centrifuges, à écoulement radial ; les pompes axiales, à écoulement axial ; les pompes semi axiales.

b) Les pompes à écoulement radial :

Ce sont les pompes centrifuges au sens strict. Elles permettent de relever des faibles débits sur de fortes hauteurs. La hauteur de refoulement croit avec le diamètre extérieur de la roue.

c) Les pompes axiales :

Ce sont les pompes à hélices où les pales sont constituées par des surfaces gauches. Ces pompes conviennent pour relever de forts débits sur de faibles hauteurs.

d) Les pompes semi axiales :

Pour relever de forts débits sur de faibles hauteurs, on montre que les vitesses d'entrée doivent être faibles. La hauteur de refoulement étant faible, le diamètre de sortie est relativement faible d'où la construction d'une pompe hélico-centrifuge avec des dimensions importantes. Les diamètres d'entrée et de sortie sont comparables

VI.9.3.3.2. Détermination de la hauteur d'élévation :

La hauteur d'élévation, aussi appelés Hauteur Manométrique Totale (HMT), correspond à la hauteur géométrique (différence entre le point bas et le point le plus haut) + les pertes de charges à l'aval de la pompe.

$$HMT = \sum h_p + H_g + h_{ex}$$

P_{exh} : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur) = (1,0÷1,5) m ;

On prend $P_{exh} = 1 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \sum h_p &= \sum h_p(asp) + \sum h_p(ref) \\ &= (1,15 \div 1,3) \sum h_p(ref)^{lin} \quad (\text{pour } Q < 3 \text{ m}^3/\text{s}) \end{aligned}$$

Pour $L_{ref} = 1000 \text{ m} \longrightarrow \sum h_p(ref)^{lin} = 4 \text{ m}$

Notre conduite de refoulement à une longueur de 1250 m.

D'où:

$$\sum hp(\text{ref})^{\text{lin}} = \mathbf{5m}$$

$$\sum hp = 1,15 * 5 = \mathbf{5.75 m}$$

Et aussi :

la cote radier de réservoir de stockage est de :561 m .

la cote de déversement est de : 565m

la cote de station de pompage : 416 m

$H_g = 565 - 416 - 4 = 145$ m .(4m pour la profondeur de la bêche)

$HMT = 145 + 5.75 + 1 = \mathbf{151.75 m}$ on prend $HMT = \mathbf{152 m}$

HMT=152 m

VI.9.3.3.Choix du nombre de pompes :

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompes qui assure un débit total égal à ce débit maximum.

Pour le choix des pompes on a deux types de pompe qu'on peut utiliser, des pompes centrifuges

Donc notre choix est basé sur le nombre, et le type des pompes à utiliser.

Les critères à respecter dans le choix sont :

- Nombre minimal de pompes ;
- Rendement plus important ;
- NPSH requis minimum ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Le nombre de tours par minutes plus important.

Les pompes choisies à partir du logiciel CAPRARI sont des pompes centrifuges monocellulaires à axe horizontal.

Tableau VI.5 :caractéristiques de la pompe

N	Q (l/s)	H _{mt} (m)	Type de la pompe	η (%)	N (tr/min)	P abs (KW)	NPSHr (m)
1	152	153	PML 150 /2B	73.8	2900	315	17.3
2	152	152	PM 150/ 6C	79.3	1450	160	2.71
3	166	149	PM 150/8D	77.4	1450	110	1.79

Nombre minimal de pompes : 2 pompes pour les raisons technico-économiques

VI.9.3.3.4.Pompe de secours :

Le choix des pompes de secours est en fonction du nombre principal des pompes (N) :

$N < 4 \rightarrow$ 1 seule pompe de secoure.

$4 < N < 6, N=6, N=4 \rightarrow$ 2 pompes de secoures.

$N > 6 \rightarrow$ 3 pompes de secours.

Dans ce cas en a $N=2 < 4 \rightarrow$ 1 pompe de secours

VI.9.3.3.5.Caractéristique de moteur :

La puissance : 142 KW.

Le rendement : 95%.

VI.9.3.3.6.vérification de la cavitation:

Pour que la pompe soit bien calée vis-à-vis de la cavitation

Nous avons :

$$(NPSH)d = (NPSH)r + 0,5 \tag{6}$$

$$(NPSH)d = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - (NPSH)r - 0,5$$

Donc :

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 4$ m

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{4}{1000} = 0.004 \text{ m}$$

et :

$$\sum h_p^{sing} = (0,10 \div 0,15) \cdot \sum h_p^{lin}$$

$$\sum h_p^{sing} = 0,15 \cdot 0.004 = 0.0004 \text{ m}$$

$$\sum h_p^{asp} = 0,0044 \text{ m}$$

-Le diamètre de la tubulure d'aspiration est $d_a = 150$ mm.

-Le diamètre de la conduite d'aspiration est $D_a = (1,2-1,5)d_a = 1,5 \times 150 = 225$ mm.

Il faut que la vitesse egal a :

$$V_a = (0.7 - 1) \text{ Pour } D_a \leq 250 \text{ mm}$$

$$V_a = (1 - 1.5) \text{ Pour } 250 \leq D_a \leq 800 \text{ mm}$$

$$V_a = (1.5 - 1.8) \text{ Pour } D_a > 800 \text{ mm}$$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 \cdot 0.152}{3.14 \cdot (0.225)^2} = 3.82 \text{ m/s} ; \text{ donc on prend } D_a = 400 \text{ mm}$$

$$V_{asp} = 1.2 \text{ m/s} ; \frac{V_{asp}}{2 \cdot g} = \frac{1.2}{2 \cdot 9.81} = 0.061 \text{ m}$$

$$\frac{P_v}{\omega} = 0,183 \quad \text{à } 18^\circ \text{ c}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10.33 - 0.183 - 0.0044 - 0.061 - 0.5 - 2.71 = 6.87 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

VI.9.4. Calcul de la conduite de refoulement :

Actuellement, le diamètre économique d'une conduite de refoulement est établi par plusieurs formules empiriques dont les plus utilisées :

- Formule de Bresse : $D = 1.5 \cdot \sqrt{Q}$

- Formule de Bonin : $D = \sqrt{Q}$

Récemment (en 2005), une équipe de chercheurs algériens (Bedjaoui et al. , 2005), en prenant en compte, les données économiques algériennes, pour différents types de matériaux, ont établi une relation permettant de définir le diamètre économique et ont aboutit à la relation suivante :

$$D = 1.27\sqrt{Q}$$

Pour notre cas, $Q=151.03$ l/s, et une conduite en PEHD 16 bars, on aura les résultats suivants :

Tableau VI-6: diamètre de la conduite de refoulement

Formule	Diamètre Calculé (mm)	Diamètre nominal (mm)
Bresse	582.94	630
Bonin	388.63	400
Bedjaoui et al	493.55	500

Nous allons retenir le résultat obtenu par la formule de l'équipe algérienne, qui a été vérifiée pour différents types de matériaux et avec les conditions économiques algériennes.

Pour une conduite en PEHD PN16 Bars de diamètre nominal 500 mm .

VI.9.4.1.Calcul du diamètre économique :

Ce diamètre prend en compte tous les critères intervenant dans le choix du diamètre de la conduite. Pour comparer les différentes variantes on utilise l'expression suivante :

$$K_{ri} = K_i + T_{int} \cdot C_i$$

K_{ri} : dépens de charges annuelles réduites (DA)

K_i : prix d'investissement de la pose de conduite d'un mètre linéaire posé.

T_{int} : taux d'intérêt en hydraulique (10-12.5) %

C_i : charge annuel d'exploitation et d'amortissement

D'où :

$$C_i = P \times E_i + a \times K_i$$

P : prix d'un Kw heure égal à 10DA(SONELGAZ)

E_i : valeur des pertes d'énergie électrique annuel due au perte de charge dans la conduite de refoulement pour un diamètre donné.

a : taux de l'amortissement du capital investi 3% plus les dépenses d'entretien(1.7% - 4.7%).

$$E_i = \frac{\gamma \times q_c \times h_{pi} \times T \times t_r}{10 \times \eta_{sp}}$$

γ : Densité de l'eau 1000Kg/m³

q_c : débit moyen de l'installation.

h_{pi} : Pertes de charges dans la conduite de refoulement

$$h_{pi} = h_p^{lin} + h_p^{sin} = (1.05 \div 1.10) h_{pi}^{lin}$$

T : nombre de jour de fonctionnement de la station de pompage selon le graphique de pompage (donné) égal à 365 jours.

(t_r) : nombre d'heures de fonctionnement de la station de pompage (20 heures)

Les pertes de charges linéaires peuvent être calculées de deux façons :

$$h_{pi}^{lin} = 1000 \times i \times L = A \times Q^2 \times L$$

i : pente hydraulique

L : longueur de la conduite de refoulement en (Km) elle est égale à 0.017 Km

Sinon on détermine les pertes de charges linéaires d'après les formules :

$$si : V < 1.2m/s \Rightarrow i = \frac{0.00148 \times q_c^2}{D_{ref}^{5.3} \times \left(1 + \frac{0.867}{V}\right)^{0.3}}$$

$$si : V \geq 1.2m/s \Rightarrow i = \frac{0.001735 \times q_c^2}{D_{ref}^{5.3}}$$

VI.9.4.2. Calcul de la hauteur manométrique (Hmt) :

La hauteur manométrique totale égal a :

$$Hmt = Hg + \sum P.D.C + P_{exh} ; P_{exh} = (1-1.5).$$

$\sum h_p$: Pertes de charges totales dans le collecteur de refoulement.

$$\sum h_p = \sum h_p^{lin} + \sum h_p^{sin}$$

Et on sait que :

$$\sum h_p^{sin} = (5 \div 10)\% \sum h_p^{lin}$$

On prend : $\sum h_p^{sin} = 8\% \sum h_p^{lin}$ alors : $\sum h_p = 1.08 \sum h_p^{lin}$

$$\text{Avec : } \sum h_p^{lin} = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

$$\lambda = \left[1.14 - 0.86 * \ln \frac{K}{D} \right]^{-2}$$

λ : Coef. De perte de charge.

D : diamètre de la conduite [m] .

L : longueur de la conduite [m] .

V : vitesse moyenne [m/s].

G : accélération = 9,81 [m/s²].

k : rugosités de la conduite [m].Ce coefficient est égal :

- 0,025 mm pour les conduites PEHD
- 0,5 mm pour les conduites en Fonte.

Re : nombre de Reynolds. $Re = v D / \nu$

Les résultats de calcul sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-7: Calcul de la hauteur manométrique (Hmt)

Débit (m^3/s)	D (mm)	Vitesse (m/s)	λ	Lref (m)	h_p^{sin} (m)	$h_p^{sin}+h_p^{sin}$ (m)	Hg (m)	Hmt (m)
0,151	100,00	19,24	0,014611	1250.00	3857,7127	4166,3297	145.00	4312,1297
0,151	125,00	12,31	0,013956	1250.00	1207,4289	1304,0232	145.00	1449,8332
0,151	150,00	8,55	0,013453	1250.00	467,7495	505,1694	145.00	650,9894
0,151	200,00	4,81	0,012713	1250.00	104,8927	113,2841	145.00	259,1141
0,151	250,00	3,08	0,012180	1250.00	32,9307	35,5652	145.00	181,4052
0,151	300,00	2,14	0,011769	1250.00	12,7877	13,8107	145.00	159,6607
0,151	350,00	1,57	0,011438	1250.00	5,7498	6,2098	145.00	152,0698
0,151	500,00	0,77	0,010723	1250.00	0,9060	0,9784	145.00	146,8484
0,151	600,00	0,53	0,010383	1250.00	0,3525	0,3807	145.00	146,2607
0,151	800,00	0,30	0,009879	1250.00	0,0796	0,0860	145.00	145,9760
0,151	900,00	0,24	0,009683	1250.00	0,0433	0,0468	145.00	145,9468
0,151	1000,00	0,19	0,009512	1250.00	0,0251	0,0271	145.00	145,9371
0,151	1050,00	0,17	0,009435	1250.00	0,0195	0,0211	145.00	145,9411
0,151	1100,00	0,16	0,009362	1250.00	0,0153	0,0166	145.00	145,9466
0,151	1150,00	0,15	0,009293	1250.00	0,0122	0,0132	145.00	145,9532
0,151	1200,00	0,13	0,009228	1250.00	0,0098	0,0106	145.00	145,9606
0,151	1300,00	0,11	0,009107	1250.00	0,0065	0,0070	145.00	145,9670
0,151	1400,00	0,10	0,008997	1250.00	0,0044	0,0048	145.00	145,9748
0,151	1500,00	0,09	0,008897	1250.00	0,0031	0,0033	145.00	145,9833

VI.9.4.3. Calcul des frais d'amortissement :

Tableau VI-8 : Calcul des frais d'amortissement :

D (mm)	Prix ML(TTC)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	FAmort (DA)
100,00	844,3	1250.00	1182020,00	0.089	105199,78
125,00	1 093,08	1250.00	1530312,00	0.089	136197,77
150,00	1900,00	1250.00	2660000,00	0.089	236740,00
200,00	22800,00	1250.00	31920000,00	0.089	2840880,00
250,00	29412,00	1250.00	41176800,00	0.089	3664735,20
300,00	33440,00	1250.00	46816000,00	0.089	4166624,00
350,00	38760,00	1250.00	54264000,00	0.089	4829496,00
500,00	43320,00	1250.00	60648000,00	0.089	5397672,00
600,00	54720,00	1250.00	76608000,00	0.089	6818112,00
800,00	79800,00	1250.00	111720000,00	0.089	9943080,00
900,00	89680,00	1250.00	125552000,00	0.089	11174128,00
1000,00	121600,00	1250.00	170240000,00	0.089	15151360,00
1050,00	130720,00	1250.00	183008000,00	0.089	16287712,00
1100,00	138320,00	1250.00	193648000,00	0.089	17234672,00
1150,00	152000,00	1250.00	212800000,00	0.089	18939200,00
1200,00	163400,00	1250.00	228760000,00	0.089	20359640,00
1300,00	165568,00	1250.00	2317952000,00	0.089	20629773,00
1400,00	167200,00	1250.00	234080000,00	0.089	20833120,00
1500,00	174800,00	1250.00	244720000,00	0.089	21780080,00

VI.9.4.4. calcul des frais d'exploitation :

Tableau VI-9 : Calcul des frais d'exploitation

D (mm)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du KWh (DA)	E _{exploitation} (DA)
100,00	0,151	4312,1297	7984,501	58286857,72	10	582868577,2
125,00	0,151	1449,8332	2684,566	19597328,31	10	195973283,1
150,00	0,151	650,9894	1205,396	8799393,612	10	87993936,12
200,00	0,151	259,1141	479,785	3502433,306	10	35024333,06
250,00	0,151	181,4052	335,897	2452045,698	10	24520456,98
300,00	0,151	159,6607	295,634	2158126,298	10	21581262,98
350,00	0,151	152,0698	281,578	2055520,453	10	20555204,53
500,00	0,151	146,8484	271,910	1984943,031	10	19849430,31
600,00	0,151	146,2607	270,822	1976999,117	10	19769991,17
800,00	0,151	145,9760	270,295	1973150,841	10	19731508,41
900,00	0,151	145,9468	270,241	1972756,146	10	19727561,46
1000,00	0,151	145,9371	270,223	1972625,031	10	19726250,31
1050,00	0,151	145,9411	270,230	1972679,099	10	19726790,99
1100,00	0,151	145,9466	270,240	1972753,442	10	19727534,42
1150,00	0,151	145,9532	270,252	1972842,654	10	19728426,54
1200,00	0,151	145,9606	270,266	1972942,68	10	19729426,8
1300,00	0,151	145,9670	270,278	1973029,188	10	19730291,88
1400,00	0,151	145,9748	270,292	1973134,62	10	19731346,2
1500,00	0,151	145,9833	270,308	1973249,514	10	19732495,14

VI.9.4.5. Calcul du bilan total :

Tableau VI-10 : Calcul du bilan total

D (mm)	Amortissement (DA)	Exploitation(DA)	Bilan (DA)
100,00	105199,78	582868577,2	582973777
125,00	136197,77	195973283,1	196109480,9
150,00	236740,00	87993936,12	88230676,12
200,00	2840880,00	35024333,06	37865213,06
250,00	3664735,20	24520456,98	28185192,18
300,00	4166624,00	21581262,98	25747886,98
350,00	4829496,00	20555204,53	25384700,53
500,00	5397672,00	19849430,31	25247102,31
600,00	6818112,00	19769991,17	26588103,17
800,00	9943080,00	19731508,41	29674588,41
900,00	11174128,00	19727561,46	30901689,46
1000,00	15151360,00	19726250,31	34877610,31
1050,00	16287712,00	19726790,99	36014502,99
1100,00	17234672,00	19727534,42	36962206,42
1150,00	18939200,00	19728426,54	38667626,54
1200,00	20359640,00	19729426,8	40089066,8
1300,00	206297728,00	19730291,88	226028019,9
1400,00	20833120,00	19731346,2	40564466,2
1500,00	21780080,00	19732495,14	41512575,14

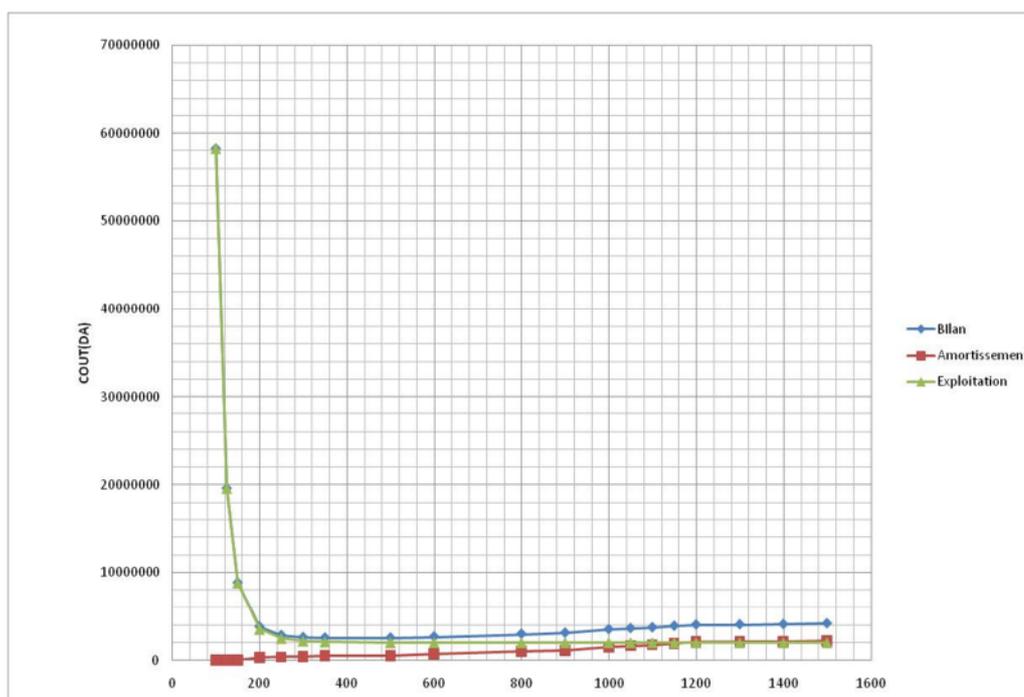


Figure VI.2. graphe du bilan an fonction diamètre

On remarque que le diamètre économique est de 500mm

VI.9.5. Dimensionnement des canalisations :

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

VI.9.5.1. Vitesse admissible:

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

VI.9.5.2. Calcul des diamètres :

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

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q \times 0.001}{\pi \times V}} \times 1000$$

Avec :

Q : débit, exprimé en m³/s ;

D: diamètre exprimé en mm.

V : vitesse économique de l'ordre de 1.25 m/s

VI.9.5.3. Calcul des pertes de charge :

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

$$h_{pu} = \frac{L \times Q^M}{D^N} \times C$$

h_{pu} : perte de charge unitaire en mm/ml

Q : débit en m³/s

D : diamètre de la conduite considérée

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

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

$$J = L \times Q^M / D^N$$

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

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI-12 :Calculs hydrauliques du réseau de distribution

N°	N° du tronçon		Longueur du tronçon L(m)	débit Q (l/s)	débit Q (m³/s)	Diamètre calculé	Diamètre Normalise	Vitesse réelle (m /s)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P (m)
1	RES	Pt A	1200	151,030	0,151	392,22	400,00	1,202	4,384	481,50	566,62	85,12
2	Pt A	B3	53	25,400	0,025	160,85	200,00	0,809	0,215	479	566,40	87,40
3	B3	B4	55,54	12,930	0,013	114,76	125,00	1,054	0,662	474,5	565,74	91,24
4	B4	B5	78,38	5,190	0,005	72,71	75,00	1,175	2,150	466,5	563,59	97,09
5	B3	B2	502,61	6,230	0,006	79,66	90,00	0,980	7,810	441	558,59	117,59
6	B2	B1	313,1	5,180	0,005	72,64	75,00	1,173	8,556	432,2	550,04	117,84
7	Pt A	B6	35,27	85,230	0,085	294,64	315,00	1,094	0,145	482,4	566,47	84,07
8	B6	B7	545,9	78,750	0,079	283,22	315,00	1,011	1,928	462,5	564,54	102,04
9	B7	B8	263,21	1,920	0,002	44,22	50,00	0,978	8,404	453	556,14	103,14
10	B7	B9	196	74,890	0,075	276,19	315,00	0,961	0,629	492	563,91	71,91
11	B9	B10	12	65,340	0,065	257,98	315,00	0,839	0,030	493	563,88	70,88
12	B9	B11	301,1	4,91	0,0049	70,7198	75,00	1,112	7,437	449,5	556,47	114,06
13	B10	B13	161,44	61,42	0,0614	250,1238	315,00	0,789	0,356	475	563,52	88,52
14	B13	B12	141,88	5,41	0,0054	74,2333	75,00	1,225	4,209	463,5	559,31	95,81
15	B13	Pt C	536,57	53,72	0,0537	233,9204	250,00	1,095	2,927	482,5	560,60	78,10
16	Pt C	Pt D	272,9	23,20	0,0232	153,7248	160,00	1,154	2,849	475,2	557,75	82,55
17	Pt D	B14	111,16	8,32	0,0083	92,0580	110,00	0,876	1,092	484,3	556,66	72,36
18	Pt D	Pt E	62	14,88	0,0149	123,1123	125,00	1,213	0,963	467	556,78	89,78
19	Pt E	B16	131,2	10,07	0,0101	101,2779	110,00	1,060	1,849	472	554,94	82,94
20	B16	B15	28,52	5,07	0,0051	71,8628	75,00	1,148	0,748	472,5	554,19	81,69
21	Pt E	B17	163,13	4,81	0,0048	69,9959	75,00	1,089	3,875	447,5	552,91	105,41
22	Pt C	B19	297,95	30,52	0,0305	176,3162	200,00	0,972	1,708	500,8	558,89	58,09
23	B19	B20	90,13	22,73	0,0227	152,1597	160,00	1,131	0,905	494,4	557,98	75,69
24	B20	B18	146,45	10,98	0,0110	105,7551	110,00	1,156	2,430	477,1	555,55	78,45
25	B18	B21	93,72	4,54	0,0045	68,0030	75,00	1,028	1,996	468	553,56	85,56
26	B20	B22	299,58	7,89	0,0079	89,6476	110,00	0,831	2,662	468,5	555,32	86,82
27	B22	B23	169,38	3,87	0,0039	62,7849	63,00	1,242	6,390	455,9	548,93	93,03

VI.9.6.Simulation du réseau par le logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et qualité de l'eau. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

Ce logiciel est distribué gratuitement par l'E.P.A. (*Environmental Protection Agency*) depuis le mois de septembre 1993.

il est largement utilisé dans le monde entier grâce à

- ses algorithmes de calcul les plus avancés ;
- son interface graphique conviviale et intuitive ;
- aux possibilités de relations avec d'autres logiciels d'application ;
- à l'existence d'une liste d'utilisateurs, lieu de communications et d'échanges.

L'utilisation d'EPANET est très diversifiée, et porte principalement sur

- la régulation des pressions dans le réseau ;
- la détection des zones de fonctionnement déficitaire ;
- le dimensionnement de travaux d'amélioration du réseau ou d'extension ;
- l'évolution de la qualité de l'eau et l'étude de traitement en différents points du réseau ;
- l'amélioration de la gestion des équipements.

Après détermination des diamètres, une vérification s'impose en utilisant la simulation hydraulique de notre réseau par le logiciel Epanet.

Les calculs hydrauliques du réseau sont établis pour un réseau de type ramifié avec un coefficient de perte de charges égal à 0.01mm. Il a été tenu compte :

- de la cote radier du réservoir (570 m).
- du diamètre de la conduite de distribution .
- du débit d'équipement de chaque secteur.

Les résultats des calculs sont présentés par secteur dans les tableaux suivants :

Tableau VI-13 :les pressions du chaque nœud aux réseaux distribution

Point	Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression(m)
A	Nœud 2	481,50	0,00	568,45	86,95
B3	Nœud 3	479	8,52	568,14	89,14
B4	Nœud 4	474,5	10,56	567,17	92,67
B2	Nœud 5	441	1,44	556,72	115,72
B1	Nœud 6	432,2	7,07	544,10	111,90
B5	Nœud 7	466,5	7,08	563,99	97,49
B6	Nœud 8	482,4	8,85	568,23	85,83
B7	Nœud 9	462,5	2,65	565,41	102,91
B8	Nœud 10	453	2,62	552,93	99,93
B9	Nœud 11	492	6,33	564,49	72,49
B10	Nœud 12	493	5,35	564,44	71,44
B11	Nœud 13	449,5	6,70	553,55	104,05
B13	Nœud 14	475	3,13	561,19	86,19
B12	Nœud 15	463,5	7,39	554,95	91,45
C	Nœud 16	482,5	0,00	556,91	74,41
D	Nœud 17	475,2	0,00	552,74	77,54
B14	Nœud 18	484,3	11,36	551,15	66,85
E	Nœud 19	467	0,00	551,32	84,32
B16	Nœud 20	472	6,83	548,61	76,61
B15	Nœud 21	472,5	6,92	547,50	75,00
B17	Nœud 22	447,5	6,57	545,61	98,11
B19	Nœud 23	500,8	10,64	554,43	53,63
B20	Nœud 24	494,4	5,27	553,10	58,70
B18	Nœud 25	477,1	8,79	549,53	72,43
B21	Nœud 26	468	6,20	546,59	78,59
B22	Nœud 27	468,5	5,48	549,25	80,75
B23	Nœud 28	455,9	5,28	539,76	83,86



Tableau VI-13 Caractéristiques des tronçons du réseau distribution :

ID Arc	Longueur(m)	Diamètre(mm)	Débit (l/s)	Vitesse m/s	Pert.Charge Unitaire. m/km
Tuyau 1	1200	400	151,03	1,20	2,96
Tuyau 2	53	200	34,67	1,10	5,95
Tuyau 3	502,61	90	8,51	1,34	22,72
Tuyau 4	313,1	75	7,07	1,60	40,31
Tuyau 5	55,54	125	17,64	1,44	17,50
Tuyau 6	78,38	75	7,08	1,60	40,55
Tuyau 7	35,27	315	116,36	1,49	6,31
Tuyau 8	545,9	315	107,51	1,38	5,16
Tuyau 9	263,21	50	2,62	1,33	47,44
Tuyau 10	196	315	102,24	1,31	4,71
Tuyau 11	301,1	75	6,70	1,52	36,35
Tuyau 12	12	315	89,21	1,14	4,15
Tuyau 13	161,44	315	83,86	1,08	43,96
Tuyau 14	141,88	75	7,39	1,67	7,97
Tuyau 15	536,57	250	73,34	1,49	15,27
Tuyau 16	272,9	160	31,68	1,58	22,96
Tuyau 17	62	125	20,32	1,66	14,31
Tuyau 18	111,16	110	11,36	1,20	20,63
Tuyau 19	131,2	110	13,75	1,45	39,08
Tuyau 20	28,52	75	6,92	1,57	35,04
Tuyau 21	163,13	75	6,57	1,49	8,33
Tuyau 22	297,95	200	41,66	1,33	14,75
Tuyau 23	90,13	160	31,02	1,54	24,35
Tuyau 24	146,45	110	14,99	1,58	31,39
Tuyau 25	93,72	75	6,20	1,40	12,86
Tuyau 26	299,58	110	10,76	1,13	56,05
Tuyau 27	169,38	63	5,28	1,69	32,56



Discussion des résultats:

D'après les tableaux des pressions obtenues par calculs et par simulation, on remarque que les pressions des bornes sont relativement similaires, la différence est due au choix de la méthode de calcul des pertes de charge. Pour les deux méthodes de calcul, nous avons obtenu des pressions satisfaisantes, généralement supérieures à trois (3) bars, ce qui est suffisant pour la projection d'un réseau d'irrigation que ce soit par aspersion ou par goutte à goutte.

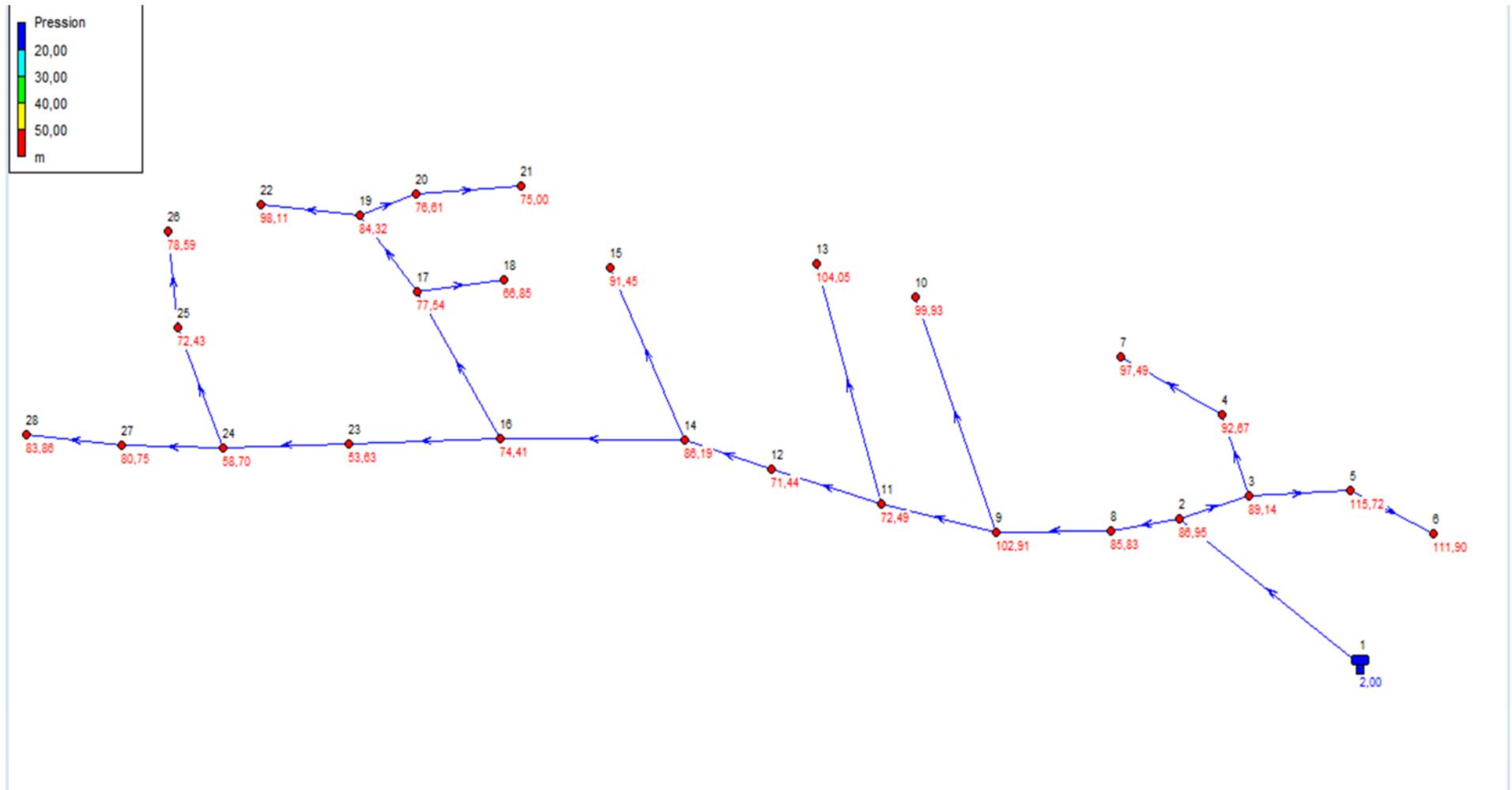


Figure V.3.réseaux distribution simulé par EPANET

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons citées les critères de choix de type d'adduction , matériaux des tuyaux , ainsi que le découpage des ilots .

Nous avons étudié aussi le système d'adduction et le réseau de distribution qui permet de transporter les eaux épurées de la station d'épuration de ZIGHOUD YUCEF vers le périmètre de DIDOUCHE MOURAD ; cette phase nous a permis de :

dimensionner le réseau d'adduction qui est constitué d'une conduite de refoulement en PEHD de diamètre 500 mm ;

projeter le réseau de distribution, du réservoir vers les bornes d'irrigation à travers un système de canalisation en PEHD.

Simulation du réseau par le logiciel EPANET pour vérifier les pressions des bornes, qui sont nécessaires à toute projection d'un réseau d'irrigation.

CHAPITRE VII :
Dimensionnement
d'un réseau
goutte à goutte

Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

Introduction :

L'irrigation est une opération qui consiste à apporter de l'eau à des végétaux cultivés pour augmenter leurs rendements, et permettre leur développement optimal.

Dans les pays à pluviométrie insuffisante ou irrigable. L'eau est le principal facteur limitant de la production agricole pour apporter de l'eau aux cultures agricoles, l'homme de tout temps a cherché à imiter la nature.

La nécessité de régulariser les rendements ainsi qu'un certain nombre de contraintes (rareté de l'eau, contraintes pédoclimatiques etc...)Exigent le recours à l'irrigation et à la bonne gestion de l'eau.

Permet les système d'irrigation qui permet un bon gestion de l'eau le système localisée goutte a goutte ;

Le présent chapitre concerne le dimensionnement du réseau d'irrigation localisée (le système goutte à goutte) projeter sur l'ilot N. ° 11 ; Pour ce projet, nous avons choisi d'étudier la culture d'olivier.

VII.1 : Les techniques d'irrigation :

VII.1.1 :L'irrigation gravitaire :

Cette technique nécessite un gros volume d'eau par unité de surface, le procédé consiste la distribution de l'eau on utilisant la pente topographique. Elle est subdivisée en :

VII.1.1.1 : L'irrigation par ruissellement :

Cette méthode consiste à faire couler l'eau sur la surface du sol qui s'y infiltre verticalement. On laisse l'eau s'écouler le temps qu'il faut pour le sol puisse s'humecter jusqu'à la profondeur de la couche active.

a) Les avantages de l'irrigation par ruissellement :

- Les investissements pour l'équipement sont peu élevés
- Pas de dépense pour la mise sous pression de l'eau
- possibilité de lessivage sans risques d'érosion
- Matériel d'irrigation assez simple

b) les inconvénients :

- Temps d'irrigation important
- Nécessité de nivellement et son entretien
- Pertes importantes d'eau

VII.1.1.2 :l'irrigation par submersion :

Elle se pratique en recouvrant le sol avec une couche d'eau épaisse qui séjournera le temps nécessaire par la qu'elle s'infiltré à la profondeur utile .Cette profondeur est fonction des besoins nécessaire pour la croissance des plantes .Cette méthode reste valable dans le cas des terrains perméable et de pente inférieur à 2 %.

a) Les avantages de la submersion :

- Destruction des adventices
- Protège contre le gel

b) Les inconvénients de la submersion :

- Tassement du sol
- Diminution de la porosité d'ou diminution de la perméabilité
- Nécessite d'assainissement
- Manque d'aération

VII.1.1.3 :l'irrigation par infiltration :

L'eau coule dans les fossés, rigoles ou raies et s'infiltré latéralement dans le sol jusqu'aux racines des plantes.

a) les avantages :

- Pas de danger d'érosion, ni de formation de croûtes
- L'accès est facile au terrain

b) Les inconvénients :

- Grande perte d'eau
- Exigence en main d'œuvre

VII.1.2 :l'irrigation par aspersion :

L'eau provient aux cultures sous forme de pluie artificielle, grâce au différents asperseurs alimentés en eau sous pression.

a) Les avantages :

- Ne nécessite aucun aménagement préalable de la surface à irriguer
- Provoque une forte oxygénation de l'eau projetée en pluie
- Economie d'eau
 - Favorise les conditions ambiantes
 - Possibilité d'automatisation du système d'irrigation
 - Nécessite moins de mains d'œuvres

b) les inconvénients :

- Coût très élevé (prix d'achat du matériel très important).
- Une évaporation intense si les gouttes d'eau sont fines
- Tassement du sol
- Favorise le développement des mauvaises herbes
- Le déplacement des conduites après arrosage peut être difficile
- L'homogénéité de l'arrosage est dégradée si la vitesse de vent est importante
- En cas d'utilisation des eaux salées, il y'aura danger pour le feuillage

VII.1.3 :l'irrigation localisée :

On appelle irrigation localisée les systèmes qui consistent à répartir l'eau d'irrigation sur la parcelle par un réseau de conduites fixes sous une faible pression et aussi à localiser l'apport d'eau au voisinage des plantes cultivées. Dans ce cas, seule une fraction du volume du sol exploitable par les racines sera humidifiée. Les débits apportés à chaque zone humidifiée sont faibles (quelques litres à quelques dizaines de litres par heure, selon les systèmes). L'irrigation s'effectue à faible dose et forte périodicité (souvent journalière).

La micro-irrigation, nom donnée à l'irrigation localisée sur le plan international. Elle consiste à apporter sur une partie du sol seulement (les zone utilisé par la plante au voisinage des racines) par petits doses fréquentes (système goutte à goutte, min diffuseur, véhiculé par un faible débit.[13]



Photo VII.1: l'irrigation localisée

Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

a) Avantages :

Les avantages de cette technique sont :

- Economie d'eau importante qui peut atteindre plus de 50 % par rapport à l'irrigation à la raie car les doses étant faibles, les pertes par percolation se trouvent limités.

- Pression de fonctionnement très faible :

La pression nominale de fonctionnement des distributions est en générales de 10 m c e.

- Réduction des mauvaises herbes :

La localisation de l'eau limite le développement des adventices (mauvaise herbe).

- Réduction du tassement du sol et maintien d'une structure favorable.

- d'autres possibilités favorables :

-Possibilité d'arrosage sous paillage plastique (fraisier).

-Possibilité d'automatiser le réseau.

b) Inconvénients:

Les inconvénients majeurs de cette technique sont résumés comme suit :

- Leur coût très élevé en investissements, qui peuvent être amortis après quelques années d'exploitation
- l'obstruction des goutteurs dans le cas d'irrigation avec une eau chargée ;
- Leur emploi est réservé aux cultures pérennes et maraîchères, et ne s'adaptent pas aux cultures en plein champ.

VII.1.3.1 : Irrigation localisée par goutteurs :

Les goutteurs délivrent ponctuellement de petits débits (2 à 12 L / h) sous une pression de l'ordre de 1 bar. Ils sont montés à de faibles espacements sur des tuyaux souples constituant les rampes d'arrosage posées sur le sol le long des rangs de la culture. Les débits délivrés s'infiltrent immédiatement.

La dissipation de la charge disponible dans la rampe est assurée soit par un orifice de faible diamètre (de l'ordre du millimètre), soit par un cheminement dans un long circuit. Les rampes portant les goutteurs sont dimensionnées (diamètre et longueur) de manière à ce que la différence de débit entre les différents éléments n'excède pas 10 % du débit moyen.[11]



Photo VII.2: Irrigation localisée par goutteurs

VII.1.3.2 : Composition de l'installation :

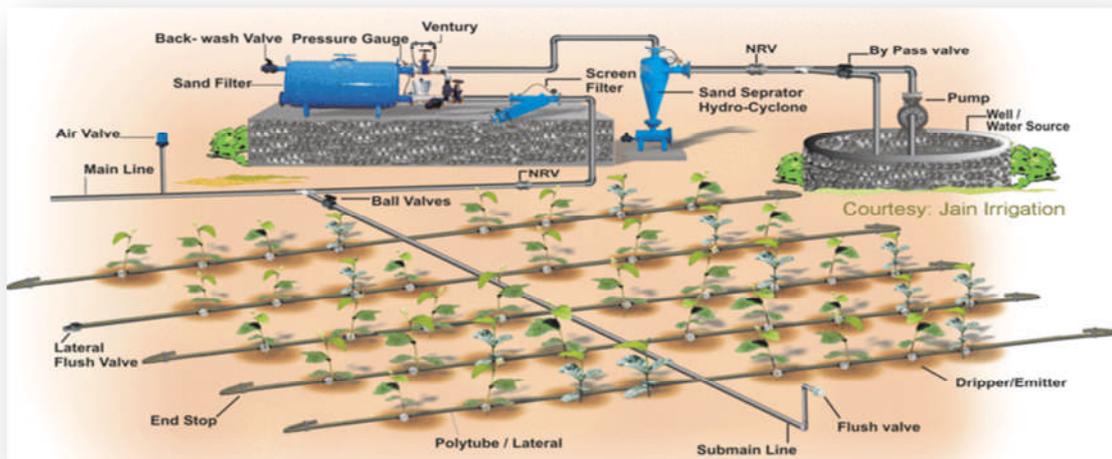


Photo VII.3: Réseau d'irrigation localisée

1) point de fourniture d'eau :

Une crépine filtrante peut être nécessaire si la ressource en eau, provient de ressources superficielles (lac collinaire) ou un cours d'eau, dans le cas d'une eau propre la crépine est facultative.

2) L'unité de tête :

Reliée au point de fourniture d'eau, elle permet de réguler la pression et le débit, de filtrer l'eau et d'y introduire des éléments fertilisants. Parfois, des régulateurs de pression et des filtres secondaires sont placés en tête des porte-rampes.

Une fraction du débit est dérivée de la conduite principale, envoyée dans le réservoir, s'y enrichit en engrais puis est réinjectée dans la conduite principale. Le filtre à sable (ou à gravier), avec vannes permettant un nettoyage reste très utile, parfois, un simple filtre à tamis peut suffire. Dans le cas où l'eau contient beaucoup de sable, on doit installer des filtres appelés dessaleurs.

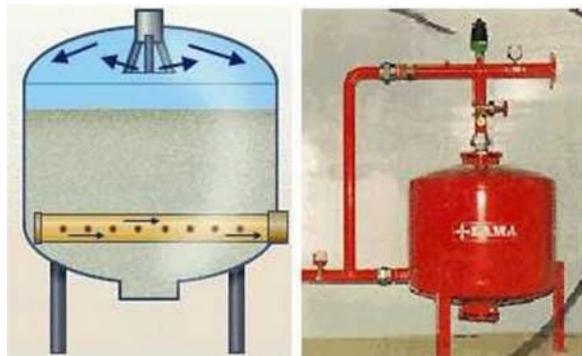


Photo VII.4: Filtre à gravier

3) la conduite principale :

C'est la conduite qui relie au point de fourniture d'eau les divers porte-rampes. Elle peut être en fonte, en PEHD, ou même en acier galvanisé.

4) Porte-rampes :

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

5) les rampes :

Sont généralement en PEBD (polyéthylène basse densité), à l'exception de quelques installations où l'on a utilisé du PVC rigide de petit diamètre. Les distributeurs y sont fixés avec un espacement prédéterminé. Il existe d'autres types de rampes qui assurent à la fois le transport et la distribution de l'eau, par exemple les rampes (ou gaines) poreuses ou perforées (à simple ou double section).

6) les distributeurs :

Les distributeurs constituent la partie essentielle de l'installation. C'est à partir d'eux que l'eau sort, à la pression atmosphérique, en débits faibles et réguliers.

Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

Ils peuvent être des goutteurs à très faible débit (quelques l/h). On trouve différents types, tels que des ajutages ou des mini diffuseurs dont le débit est relativement plus important (quelques dizaines de l/h).



Photo VII.5: Exemple d'un goutteur

VII.2 : Choix des techniques d'arrosage :

Pour pouvoir choisir la technique d'irrigation convenable, il est nécessaire de savoir les contraintes suivantes :

Remarque :

* : Déconseillé ;

+ : Adapté avec réserve; ++ : Adapté ; +++ : Très adapté

Tableau VII. 1 : Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage

Contraintes	Irrigation de surface		Irrigation par Aspersion	Irrigation localisé
	Par Rigole	Par Planche		
Contraintes naturelle :				
Evaporation	+	+	++	++
Vent (1.9 m/s)	+++	+++	++	+++
Texture (limoneuse)	++	++	++	+++
Perméabilité (moy)	++	++	+++	++
Pente (2%)	+++	+++	+++	+++
Qualité d'eau d'irrigation (bonne)	+++	+++	+++	+++
Contraintes agronomique				
Maraîchage	+++	++	++	+++
Fourragère et céréales	*	+	+++	*
arbres	+++	*	*	+++
Contraintes technique				
Personnels qualifié	+++	+++	+++	+++
Contraintes économique				
économie d'eau	*	*	++	+++
Divers				
adaptation à L'irrigation de nuit	++	+	+++	+++
possibilité automatisation	*	*	+++	+++

Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

En tenant compte des conditions climatiques de la région d'étude de la nature du sol, de l'aptitude culturale et de volume d'eau disponible ; on peut choisir les techniques d'irrigation par aspersion et par goutte à goutte, ces deux techniques présentent beaucoup d'avantage par rapport à la technique d'irrigation à la surface.

VII.3 : Dimensionnement hydraulique d'un réseau goutte à goutte :

VII.3.1 : Données générales :

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

Le réseau d'irrigation sera installé sur l'ilot N°11 alimenté par la borne N°11 et dont les pressions calculées sont de l'ordre de 10 bars, ce qui est largement suffisant. La surface de l'exploitation est de 5.91 hectares.

Culture : Olivier

- Espacement entre arbres : 4 m
- Espacements entre rangs : 4 m

Caractéristique du goutteur :

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

VII.3.2 : Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée :

VII.3.2.1 : Influence du taux de couverture du sol :

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

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

$$ETM_r = ETM_{pointe} * K_r$$

K_r dépend du taux de couverture du sol ($C_s = 60\%$) par les plantes adultes et peut être calculé par diverses formules proposées ci-après :

Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

KELLER et KARMELI (1974)	$K_r = \frac{C_s}{0.85}$
La formule de Freeman et Garzoli	$K_r = C_s + 0.5(1 - C_s)$
La formule de Decroix (CTGREF)	$K_r = 0.1 + C_s$

Pour notre cas, on considère un taux de couverture égale à 60% (pour les arbres adultes) donc :

$K_r = 0.71$ selon Keller et Karmeli

$K_r = 0.80$ selon Freeman et Garzoli

$K_r = 0.70$ selon Decroix (CTGREF)

On prendra un coefficient **$K_r = 0.80$**

$ETM_r = ETM_{point\ e} * K_r$. avec $ETM_{point\ e} = 7.07\text{ mm/j}$; ETM des olivier de mois de juit

$$ETM_r = 7.07 * 0.8 = 5.66\text{ mm/j}$$

VII.3.2.2 : Dose pratique (Dose nette) :

La deuxième étape en micro-irrigation, est la détermination d'une fraction ou pourcentage d'humidification du bulbe humide dans la zone racinaire. La différence par rapport aux autres systèmes (gravitaire ou par aspersion) est qu'il ne s'agit plus d'humidifier uniformément la totalité du sol sur une même profondeur (Ollier & Poirée, 1981).

La dose (RFU) étant définie par la hauteur d'eau P :

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

tel que : H_{cc} : humidité a la capacité au champ ($H_{cc} = 26\%$)

H_{pf} : humidité au point de flétrissement ($H_{pf} = 15\%$)

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

Z : profondeur d'enracinement en ($Z = 1500\text{ mm}$)

Da : est la densité apparente du sol ($Da = 1$)

Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

Donc RFU= **110 mm** .

P : Pourcentage du sol humidifié

$$P\% = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r}$$

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

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

S_h : Largeur de la bande humidifiée (1m)

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

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

On obtient **P = 25%**

La dose nette corrigée

$$D_p = 110 \cdot 0.25 = \mathbf{27.5 \text{ mm}}$$

VII.3.2.3 : Fréquence des arrosages :

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

$$Fr = \frac{\text{Dose nette corrigée}}{ETM_r} = \frac{27.5}{5.66} = 4.86 \text{ jours}$$

On prend une fréquence de **Fr= 5 jours.**

Puis on recalcul la dose réel :

✓ **La dose réelle :**

$$D_r = Fr \cdot ETM_r = 5 \cdot 5.66 = 28.3 \text{ mm}$$

$$\mathbf{D_r = 28.3 \text{ mm.}}$$

✓ **La dose brute :**

$$D_{brute} = \frac{\text{dose réelle}}{cu \cdot \text{eff}} = \frac{28.3}{0.9 \cdot 0.9} = 34.94 \text{ mm}$$

$$\mathbf{D_{brute} = 34.94 \text{ mm}}$$

VII.3.2.4 : Durée d'arrosage par mois :

$$t = \frac{D_{brute} \cdot S_a \cdot S_r}{n \cdot q_g} = \frac{34.94 \cdot 4 \cdot 4}{2 \cdot 4} = 69.88 \text{ heure / mois .}$$

$$t = 69.88 \text{ heure / mois .}$$

VII.3.2.5 : Durée d'arrosage journalier :

$$dose_{jour} = \frac{\text{Durée d'arrosage}}{t} = \frac{69.88}{5} = 13.98 \text{ heure/jour}$$

On prend

$$dose_{jour} = 14 \text{ heure}$$

VII.3.2.6 : Nombre de poste :

$$N = \frac{\text{temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}} = \frac{22}{14} = 1.6 ; \text{ on prend}$$

$$N = 2 \text{ postes .}$$

VII.3.2.7 : Surface du poste :

$$S_{poste} = \frac{\text{surface d'ilot}}{\text{nombre de postes}} = \frac{5.91}{2} = 2.96 \text{ ha .}$$

$$S_{poste} = 2.96 \text{ ha .}$$

VII.3.2.8 : Surface correspondant à une rampe :

Caractéristiques des rampes :

Longueur de la rampe = 160 m

Longueur du porte-rampe = 180m

Longueur de la conduite secondaire 10m

Al = Longueur moyenne de la rampe × espacement entre les rampes

$$Al = L_r \times S_r = 160 \times 4 = 640 \text{ m}^2 .$$

$$Al = 640 \text{ m}^2$$

VII.3.2.9 : Nombre des rampes:

$$\text{Le nombre de rampes : } \frac{\text{longueur de la porte rampe}}{\text{espacement entre les rampes}} = \frac{180}{4} = 45 .$$

$$N_{rampe} = 45$$

Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

VII.3.2.10 : Nombre d'arbre par rampe :

$$N_{\text{arbre_rampe}} = \frac{\text{longueur de rampe}}{\text{espacement de rang}} = \frac{160}{4} = 40 .$$

$$N_{\text{arbre_rampe}}=40 .$$

VII.3.2.11 : Nombre des goutteurs par rampe :

$$N_{\text{goutteurs_rampe}} = N_{\text{arbre_rampe}} * \text{nombre des goutteurs par arbre}$$

$$N_{\text{goutteurs_rampe}} = 40 * 2 = 80 .$$

$$N_{\text{goutteurs_rampe}}=80$$

VII.3.3 : Calculs hydrauliques :

VII.3.3.1 : Condition hydraulique:

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

Avec : $q = k * H^x$ donc $\frac{\Delta q}{q} = x * \frac{\Delta H}{H_n}$

Tel que : H_n : pression nominal d'un goutteur égal a **10 mce =1 bar** .

q : débit d'un goutteur .

Et $x=0.5$.

$$0.1 = 0.5 * \frac{\Delta H}{10} ; \text{ donc } \Delta H = 2 \text{ m}$$

VII.3.3.2 : Calcul des pertes de charge :

Selon la règle de **Christiansen** les pertes de charge doit être comme suit :

- Perte de charge singulière : $p_{dc_{\text{sing}}} = 10\% \Delta H = 0.2 \text{ m}$.
- Perte de charge linéaire : $p_{dc_{\text{lin}}} = \Delta H - p_{dc_{\text{sing}}} = 1.8 \text{ m}$.
- 1/3 sur les porte-rampes $P_{dc}(\text{pr}) = 1/3 * 1.8 = 0.6 \text{ m}$.
- 2/3 sur les rampes $P_{dc}(\text{r}) = 2/3 * 1.8 = 1.2 \text{ m}$.

Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

VII.3.3.3 : Débit des rampes et des porte-rampes :

Débit de la rampe :

$$q_{rampe} = q_g * N \text{ (g/r) .}$$

Avec :

q_{rampe} : Débit de rampe ;

q_g : Débit de goutteur ;

$N \text{ (g/r)}$: Nombre de goutteurs par rampe ;

$$q_{rampe} = 4 * 80 = 320 \text{ l/s.}$$

$$q_{rampe} = 320 \text{ l/s}$$

Débit de porte rampe :

$$q_{porte rampe} = q_{rampe} * N_{rampes}$$

$$q_{porte rampe} = 320 * 45 = 14400 \text{ l/h.}$$

$$q_{porte rampe} = 14400 \text{ l/h.}$$

VII.3.3.4 : Débit de la conduite secondaire :

$$q_{conduit sec} = q_{porte rampe} * N_{porte rampe}$$

$q_{conduit sec}$: débit de la conduite secondaire ;

$q_{porte rampe}$: débit de porte rampe ;

$N_{porte rampe}$: nombre de porte rampe ;

$$q_{conduit sec} = 14400 * 1 = 14400 \text{ l/h} = 0.004 \text{ m}^3/\text{s} .$$

$$q_{conduit sec} = 0.004 \text{ m}^3/\text{s}$$

VII.3.4 : Dimensionnement des différentes parties du réseau :

VII.3.4.1 : Diamètre de rampes et porte rampes :

Pour faire le dimensionnement on propose tout d'abord que les rampes et les portes rampes que soit en PEHD ou PEBD ;

le diamètre de rampes ainsi que des porte rampes est calculé d'après les formule suivante :

Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

$$\varnothing_{\text{rampe(cal)}} = \left[\frac{\text{Pdc}_{\text{rampe}} * 2.75}{0.478 * \mathbf{q}_{\text{rampe}}^{1.75} \text{long}_{\text{rampe}}} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \dots\dots\dots [10]$$

$$\varnothing_{\text{porte rampe(cal)}} = \left[\frac{\text{Pdc}_{\text{pr}} * 2.75}{0.478 * \mathbf{q}_{\text{porte rampe}}^{1.75} \text{long}_{\text{pr}}} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \dots\dots\dots [10]$$

Avec :

- $\text{Pdc}_{\text{rampe}}$: la perte de charge dans la rampe ;
- Pdc_{pr} : la perte de charge dans la porte rampe ;
- $\mathbf{q}_{\text{rampe}}$: le débit de la rampe en l/h ;
- $\mathbf{q}_{\text{porte rampe}}$: le débit de la porte rampe en l/h ;
- $\text{long}_{\text{rampe}}$: la longueur de la rampe en m ;
- long_{pr} : la longueur de la porte rampe en m ;
- $\varnothing_{\text{rampe(cal)}}$: le diamètre de rampes ;
- $\varnothing_{\text{porte rampe(cal)}}$: le diamètre de porte rampe ;

VII.3.4.2 : Vérification des pertes de charges :

D'après le choix des diamètre normalisées on vérifier les pertes de charge par la formule de **Tison** :

La perte de charge unitaire

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

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

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

Ou :

L : la longueur de la conduite ;

Q : débit (l/h) ; D : diamètre intérieur de la canalisation ;

Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableaux VII.2 : Calcul de Diamètre de la rampe

Culture	Surface m ²	l _{rampe} (m)	N (g/r)	q _{rampe} l/s	hr(m)	Ø _{rampe(cal)} (mm)	Ø _{norm}	Vitesse m/s	hcal(m)
Olivier	59100	160	80	320	1.2	16,23	16	0,44	0,47

Remarque : la valeur de la perte de charge calculée est inférieure a 1.2 mce (la valeur maximale).

Tableaux VII.3 : Calcul de Diamètre de la porte rampe

Culture	Surface m ²	l _{pr} (m)	N (r)	q _{pr} (l/s)	hr(m)	Ø _{pr(cal)} (mm)	Ø _{norm}	Vitesse m/s	hcal(m)
Olivier	59100	180	45	14400	0.6	78,26	90	0,63	0,11

Remarque : la valeur des pertes de charges calculée est inférieure à 0.6 mce (la valeur maximale).

D'après les deux tableaux précédents, on voit que les pertes de charges totales n'ont pas dépassé la limite imposée par la règle de Christiansen.(2 mce)

VII.3.5 : Calcul des diamètres des conduites secondaires :

Pour calculer le diamètre on doit fixer la vitesse d'écoulement (valeur optimale) d'environ

1.5 m/s tel que :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} \text{ avec : } Q : \text{débit de la conduite considérée (m}^3\text{/s);}$$

V : vitesse d'écoulement (m/s).

Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

Tableaux VII.4 : Calcul du diamètre de la conduite secondaire

culture	Surface m ²	L(m)	Q (m ³ /s)	V supposée (m/s)	$\varnothing_{(cal)}$ (mm)	\varnothing_{norm}	Vitesse m/s	h _{cal} (m)
Olivier	59100	10	0,004	1.5	58,27	90	0,63	0,02

VII.3.6 : Calcul du diamètre de la conduite principale à la sortie de la borne :

on doit fixer la vitesse d'écoulement (valeur optimale) d'environ 1.5 m/s.

Tableaux VII.5 : Calcul de diamètre de la conduite principale à la sortie de la borne

L(m)	Q (m ³ /s)	V supposée (m/s)	$\varnothing_{(cal)}$ (mm)	\varnothing_{norm}	Vitesse m/s	h _{cal} (m)
15	0,004	1.5	58,27	90	0,63	0,03

VII.3.7 : La pression d'eau à la borne de distribution :

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

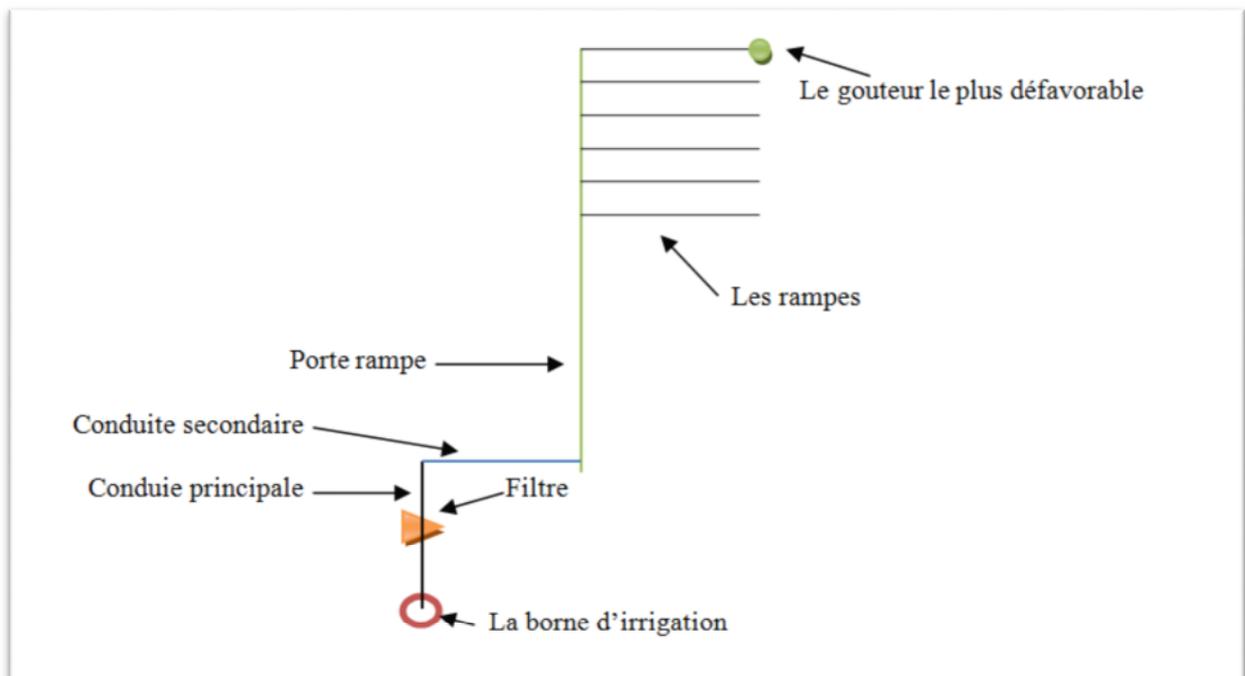


Figure VII.6 : Schéma explicatif de goutteur le plus défavorable

Chapitre VII : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

Donc la pression demandée à la borne égale a :

$$P (m) = 0,03+0,02+0,11+0,47+10=10.63 \text{ mce}$$

Remarque : La pression à la borne n. ° 11 est largement suffisante.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudiés un système d'irrigation localisées goutte a goutte projetée sur la parcelle choisie (N. ° 11) ; qu'on a prend a la considération l'aptitude de se dernier ; nous avons dimensionnées tous les organes du réseau a partir de la borne d'irrigation a fin d'effectuer une vérification de la pression a la sortie de la borne d'irrigation et assurer une pression nominal de 10 mce et prend en considération les pertes de charge du réseau .

CHAPITRE VIII :
Evaluation de cout
du projet

Introduction :

Le calcul des coûts consiste en un exercice exigeant et délicat qui sera affiné pendant toute la phase préparatoire du projet. La principale source de difficultés est liée à l'estimation d'un produit nouveau, encore mal défini et qu'il faudra pourtant chiffrer. Le maître d'œuvre doit connaître le coût du projet avant d'être trop engagé dans sa réalisation, de manière à pouvoir réorienter ses choix, ou renoncer à son projet.

Dans la phase de faisabilité du projet, il s'agira de donner des fourchettes de coûts plus que des coûts précis. Ces fourchettes devront cependant éviter d'être sous-évaluées ou surévaluées. En effet, si le coût est trop élevé, l'entreprise peut renoncer au projet, alors que celui-ci est effectivement rentable, à l'inverse, avec un coût sous-évalué, le chef de projet risque d'être amené à demander des rallonges budgétaires importantes, pendant la phase de réalisation du projet, qui le mettront en difficulté.

VIII.1.Estimation du devis d'un réseau d'irrigation goutte à goutte :

VIII.1.1.Dépenses des équipements :

Les prix unitaires des pièces et les dépenses totales sont mentionnés dans le tableau suivant :

Chapitre VIII : Evaluation de cout du projet

Tableau VIII.1:liste des pièces de réseau d'irrigation localisée.

Pièces	Unité de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
TubeØ400 PEHD	m/l	1200	8 215.49	9858588,00
TubeØ315 PEHD	m/l	950,61	6007.06	5710371,00
TubeØ250 PEHD	m/l	536,57	3519.72	1888576,00
TubeØ200 PEHD	m/l	350,95	2932.06	1029006,00
TubeØ160 PEHD	m/l	363,03	1361.17	494145,00
TubeØ125 PEHD	m/l	117,54	1122.24	131908,00
TubeØ110 PEHD	m/l	688,39	632.30	435269,00
TubeØ90 PEHD	m/l	502,61	420.14	211167,00
TubeØ75 PEHD	m/l	1119,83	320.14	358502,00
TubeØ63 PEHD	m/l	169,38	220.14	37287,00
TubeØ50 PEHD	m/l	263,21	94.00	24742,00
Vanne Ø315	Un	3	65200.00	195600,00
Vanne Ø250	Un	1	36300.00	36300,00
Vanne Ø200	Un	2	28000.00	56000,00
Vanne Ø125	Un	2	9800.00	19600,00
Vanne Ø110	Un	4	8600.00	34400,00
Vanne Ø75	Un	5	7500.00	37500,00
Vanne Ø50	Un	1	5200.00	5200,00
Vidange direct	Un	4	30000.00	120000,00
Ventouse automatique	Un	1	40000.00	40000,00
Goutteur réglable	Un	3600	15.00	54000,00
Filtre à tamis métallique	Un	1	13500.00	13500,00
Manomètre glycérine 10bars	Un	1	832.92	833,00
				20792494,00

Tableau VIII .2 : liste des pièces d'adduction, et de pompage

Pièces	Prix unitaire	Unité	Quantité	Total
pompe PM 150/ 6C	500000,00	Un	3	1500000,00
Clapet	22000,00	Un	1	22000,00
Anti bélier	550000,00	Un	1	550000,00
Coude Ø90	11000,00	Un	1	11000,00
Tube Ø250 PEHD	3519,72	ml	4	14079,00
Adduction Ø500 PEHD	9117.61	ml	1400	12764654,00
Vanne Ø500	304200,00	Un	1	304200,00
Convergent Ø250/ Ø150	25000,00	Un	1	25000,00
Divergent Ø150/ Ø500	45000,00	Un	1	45000,00
			TOTAL	15235933,00

VIII.1.2.Calcul du volume de déblai et remblai :

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

$$B=D+2*0.3$$

D : diamètre de la conduite (m)

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

- $H \geq D + 0,8$.
- Déblai = L.H.B .
- Remblai = déblai - $(\pi \frac{D^2}{4}).L$.

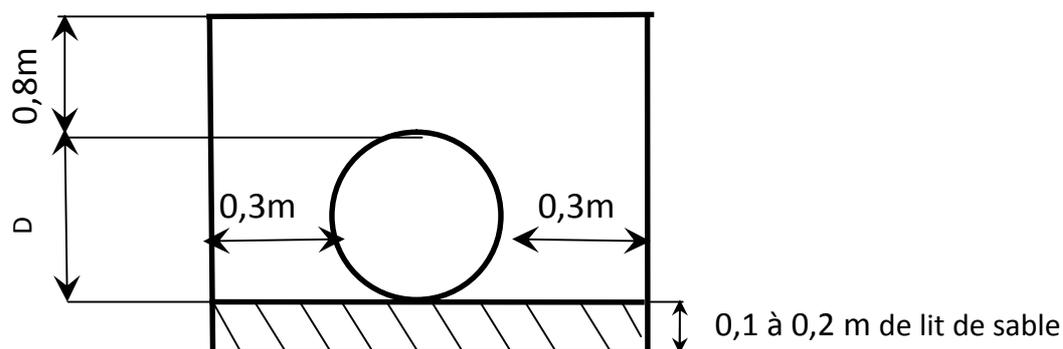


Tableau VIII.3. Calcul de terrassement

Paramètres	Ø (mm)	B (m)	H (m)	L(m)	Déblai (m ³)	Remblai (m ³)
Conduite adduction	500	1.1	1.5	1400	2310	2035 .11

VIII.1.3.Calcul du volume de lit de sable:

Ce lit correspond à une couche de sable de 12cm sur le fond de la tranché, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, on calcule cette surface en utilisant la formule suivante :

$$V = e \cdot b \cdot L$$

Tableau VIII.4.calcul du volume de sable

Hauteur (m)	Longueur(m)	Largeur(m)	Volume (m 3)
0.2	1400	1.1	308

VIII.1.4.Dépense des travaux :

Le prix de terrassement est égal à :

pour les déblais :

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

K_{deb} : prix de 1 m³ de déblai=300 DA .

V_{deb} : volume total de déblai .

pour les remblais:

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

K_{rem} : prix de 1 m³ de remblai=100 DA .

V_{rem} : volume total de remblai .

le lit de sable :

$$F_{sab} = V_{sab} \cdot K_{sab}$$

V_{sab} : volume de sable.

K_{sab} : prix de 1 m³ égal a 800 DA .

Tableau VIII.5.Devis de terrassement

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
déblai	m3	2310	300,00	693000,00
lit de sable	m3	308	800,00	246400,00
remblai	m3	2035 .11	100,00	203511,00
				1142911,00

Donc le dépenses des travaux sera de **1142911.00** DA.

Et le totale de projet est de **37171338.00** DA.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons estimer le devis de projet tout on utilisant des catalogues (CPH , CAD , CHIALI) pour évaluer les prix des équipements hydrauliques.

On constate que le coût de la projection du réseau d'irrigation et l'adduction localisée est évalué à **trente sept millions et cent soixante et onze milles et trois cent trente huit Dinar Algérien.**

CONCLUSION GENERALE :

A travers les analyses et l'étude des données climatiques, pédologiques et hydrologiques de la zone d'étude Le climat de ce dernier est de type semi-aride à hiver frais, caractérisé par deux périodes distinctes

Une période sèche et chaude en été et une période humide et froide en hiver.

Le périmètre d'irrigation est située au nord de la ville de Didouche Mourad ; immédiatement à l'amont et au nord de la station d'épuration , Le périmètre présente sous la forme d'une bande étroite d'environ 4 Km de long et une largeur ne dépassant guère 1,00 Km sur une superficie de **133.33 ha** .

Le système de culture reste dominé par l'assolement biennal céréale/jachère.

L'objectif principal de cette étude est de caractériser au mieux les eaux usées de la station d'épuration de Zighoud Youcef wilaya de Constantine en vue d'une utilisation sans risque sur le périmètre à irriguer.

Les résultats analytiques qualitatives et quantitatives ont montrés que les eaux usées de la STEP sont d'une qualité qu'elle nous va permettre les utilisées dans le domaine agricole (irrigation) avec un volume largement suffisant pour satisfaire Les besoins de moi de pointe estime dans notre périmètre qui est égal a **14139.1m³**. Nous rappelons que le débit traité par la station d'épuration est de **10784 m³/j** soit un volume total de moi de pointe de l'ordre de **334304 m³**.

Le choix du réseau d'adduction et le système d'irrigation dans ce projet est ce fait à partir des plusieurs conditions, Comme la topographie et la qualité d'eau d'irrigation.

Les eaux de la STEP est transportées par une station de pompage avec une conduite de PEHD de **500 mm** de diamètre, la station sera équipée de deux pompes dont une en réserve avec une HMT suffisante (152 m.c.e environ) vers un réservoir de stockage d'une capacité de **500 m³**, le réseau sera alimenter gravitairement a partir de réservoir.

Nous avons estimés le devis de projet tout on utilisant des catalogues (CPH, CAD, CHIALI) pour évaluer les prix des équipements hydrauliques, le coût de la projection du réseau d'irrigation et l'adduction localisée est évalué à **37171338.00 DA**.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] L.S.BAHBOUH, 2003 : Cours et travaux pratiques d'agro-pédologie, 3ème Année ENSH, Blida ;
- [2] B. TOUAIBIA. (2004). (Cours d'Hydrologie 3ème Année ;
- [3] Bulletin N°30 FAO Calcul des besoins en eau des cultures ;
- [4] Bulletin DE FAO N° 24 Les besoins en eau des cultures, 1975 (A C* E F)
- [5] Conférence de haut niveau sur : L'eau pour l'agriculture et l'énergie en Afrique, Jamahiriya arabe libyenne, 15-17 décembre 2008, Rapport d'investissement par pays ALGÉRIE ;
- [6] T. Hartani. La réutilisation des eaux usées en irrigation : cas de la Mitidja en Algérie ; Rapport techniques ;100 p.
- [7] PUIL C. (1998) - La réutilisation des eaux usées urbaines après épuration. Mém. D.U.E.S.S. "Eau et Environnement", D.E.P., univ. Picardie, Amiens, 62 p.
- [8] Kéttab.A, 2001, les ressources en eau en Algérie, stratégies, enjeux et vision, Elsevier science ;
- [9] Détermination du besoin en eau des cultures à l'aide de logiciel cropwat 4.3 dans la wilaya de Tipaza (Mémoire) ;
- [10] KIMPINAIRE (C.). – L'arrosage localisé par rampes perforées fixes. 49 p., Irrifrance.
- [11] ROLLAND (L.). – Le développement des nouvelles techniques d'irrigation en France. Bull. Techn. Inform. Ministère Agriculture (F), no 286 (1974).
- [12] DECROIX (M.). – Les applications de l'irrigation localisée en France. Bull. Techn. Inform. Ministère Agriculture (F), no Spécial Irrigation, 22 p. (1976).
- [13] L'irrigation localisée. Colloque de Bordeaux, 192 p., INVUFLEC (1974).
- [14] MANUELLAN (G.). – Conception générale des réseaux de distribution d'eau d'irrigation. 42 p., in Rapports des 8 e Journées Européennes de la CIID, Assoc. Franç. Étude Irrigations Drainage (1971).

Sitographie :

(Satin M.,Belmi S - 1999). <http://www.carteleau.org> - rubrique guide des services) ;

<http://www..Carteleau.org> - rubrique guide des services) ;

<http://www.revue-ein.com> .

ANNEXES

ANNEXE 1**ENQUETE FONCIERE**

N° Exploitant	Nom et Prénom	Nature juridique	Sup (Ha)	TOTAL (HA)
01	SIAD Ali	Propriété	10	10
02	HADJI Aziz	Propriété	05	05
03	HADDAD Nadia	Propriété	40	40
04	BEN SERRAÏ / ACHI	Location	24	24
05	BEN AYECH Med	Location	20	20
06	BOUABELLOU Noureddine	Location	24	24
07	BOUABELLOU Med Salah	Location	21	21
08	BADAoui Ali & Fils	Propriété	20	20
09	DEBBAH Mostefa	Location	12	12
10	ZEGHAD Youcef	Location	8	8
11	BEN MOSTEFA Aissa	Propriété	12	12

ANNEXE 2

Coefficient culturel Kc de chaque culture

2. COEFFICIENTS CULTURAUX (Kc)

CULTURE	Stades de développement de la culture					Durée totale de la période végétative
	Initial	Développement	Mi-saison	Arrière saison	Récolte	
Banancier tropical	0.4-0.5	0.7-0.85	1.0-1.1	0.9-1.0	0.75-0.85	0.7-0.8
Banancier subtropical	0.5-0.65	0.8-0.9	1.0-1.2	1.0-1.15	1.0-1.15	0.85-0.95
Haricot vert	0.3-0.4	0.65-0.75	0.95-1.05	0.9-0.95	0.85-0.95	0.85-0.9
Haricot sec	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.65-0.75	0.25-0.3	0.7-0.8
Chou	0.4-0.5	0.7-0.8	0.95-1.1	0.9-1.0	0.8-0.95	0.7-0.8
Coton	0.4-0.5	0.7-0.8	1.05-1.25	0.8-0.9	0.65-0.7	0.8-0.9
Raisin	0.35-0.55	0.6-0.8	0.7-0.9	0.6-0.8	0.55-0.7	0.55-0.75
Arachide	0.4-0.5	0.7-0.8	0.95-1.1	0.75-0.85	0.55-0.6	0.75-0.8
Maïs doux	0.3-0.5	0.7-0.9	1.05-1.2	1.0-1.15	0.95-1.1	0.8-0.95
Maïs grain	0.3-0.5*	0.7-0.85*	1.05-1.2*	0.8-0.95	0.55-0.6*	0.75-0.9*
Oignon sec	0.4-0.6	0.7-0.8	0.95-1.1	0.85-0.9	0.75-0.85	0.8-0.9
Oignon vert	0.4-0.6	0.6-0.75	0.95-1.05	0.95-1.05	0.95-1.05	0.65-0.8
Pois, frais	0.4-0.5	0.7-0.85	1.05-1.2	1.0-1.15	0.95-1.1	0.8-0.95
Poivron, frais	0.3-0.4	0.6-0.75	0.95-1.1	0.85-1.0	0.8-0.9	0.7-0.8
Pomme de terre	0.4-0.5	0.7-0.8	1.05-1.2	0.85-0.95	0.7-0.75	0.75-0.9
Riz	1.1-1.15	1.1-1.5	1.1-1.3	0.95-1.05	0.95-1.05	1.05-1.2
Carthame	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.65-0.7	0.2-0.25	0.65-0.7
Sorgho	0.3-0.4	0.7-0.75	1.0-1.15	0.75-0.8	0.5-0.55	0.75-0.85
Soja	0.3-0.4	0.7-0.8	1.0-1.15	0.7-0.8	0.4-0.5	0.75-0.9
Betterave sucrière	0.4-0.5	0.75-0.85	1.05-1.2	0.9-1.0	0.6-0.7	0.8-0.9
Canne à sucre	0.4-0.5	0.7-1.0	1.0-1.3	0.75-0.8	0.5-0.6	0.85-1.05
Tournesol	0.3-0.4	0.7-0.8	1.05-1.2	0.7-0.8	0.35-0.45	0.75-0.85
Tabac	0.3-0.4	0.7-0.8	1.0-1.2	0.9-1.0	0.75-0.85	0.85-0.95
Tomate	0.4-0.5	0.7-0.8	1.05-1.25	0.8-0.95	0.6-0.65	0.75-0.9
Pastèque	0.4-0.5	0.7-0.8	0.95-1.05	0.8-0.9	0.65-0.75	0.75-0.85
Blé	0.3-0.4	0.7-0.8	0.5-1.2	0.65-0.75	0.2-0.25	0.8-0.9
Luzerne	0.3-0.4				1.05-1.2	0.85-1.05
Agrumes sarclés						0.65-0.75
Agrumes sans sarclage						0.85-0.9
Olivier						0.4-0.6

Premier chiffre : avec forte humidité (HR_{min} > 70%) et vent faible (U < 5 m/sec).
 Second chiffre : avec faible humidité (HR_{min} < 20%) et vent fort (> 5 m/sec).

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage n° 33, Tableau 18.

ANNEXE 3

Les profondeurs d'enracinements des différentes cultures

culture	Janv.	Févr.	Mars	Avril	Mai	Juin	juillet	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
Bersim	0.25									0.05	0.1	0.15
Mais grain				0.10	0.20	0.30	0.40	0.50				
vesce avoine	0.08	0.10	0.10						0,03	0.04	0.05	0.06
Orge / Blé	0.4	0.5	0.6	0.6	0.7						0.3	0.3
Sorgho					0.20	0.40	0.50	0.60				
Piment poivron						0.4	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
Petit pois	0.7	0.8	1.0	1.2								0.5
carotte									0.10	0.20	0.25	0.30
Oignon vert									0.3	0.4	0.5	0.6
Oignon sec	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.6						
Pomme de terre			0.1	0.25	0.35	0.40						
ail					0.10	0.20	0.30	0.35				
Navet									0.10	0.20	0.25	0.30
Choux									0.20	0.25	0.30	0.40
Melon				0.05	0.07	0.09	0.10	0.15	0.20			
tomate			200	700	1000	1000						
Haricot vert	0.10	0.15	0.20	0.25	0,3							
Figuier					0.85	1.15	1.25	1.25	1.2			

ANNEXE 4

Les normes de rejet des eaux usées (O.M.S)

PARAMETRES	VALEURS
DB05 (mg/l)	30
DCO (mg /l)	90
MES (mg/l)	30
Température (c°)	30
Azote (mg /l)	40-50
Détergeant (mg /l)	01
Phosphate (mg /l)	02
Huiles (mg /l)	20

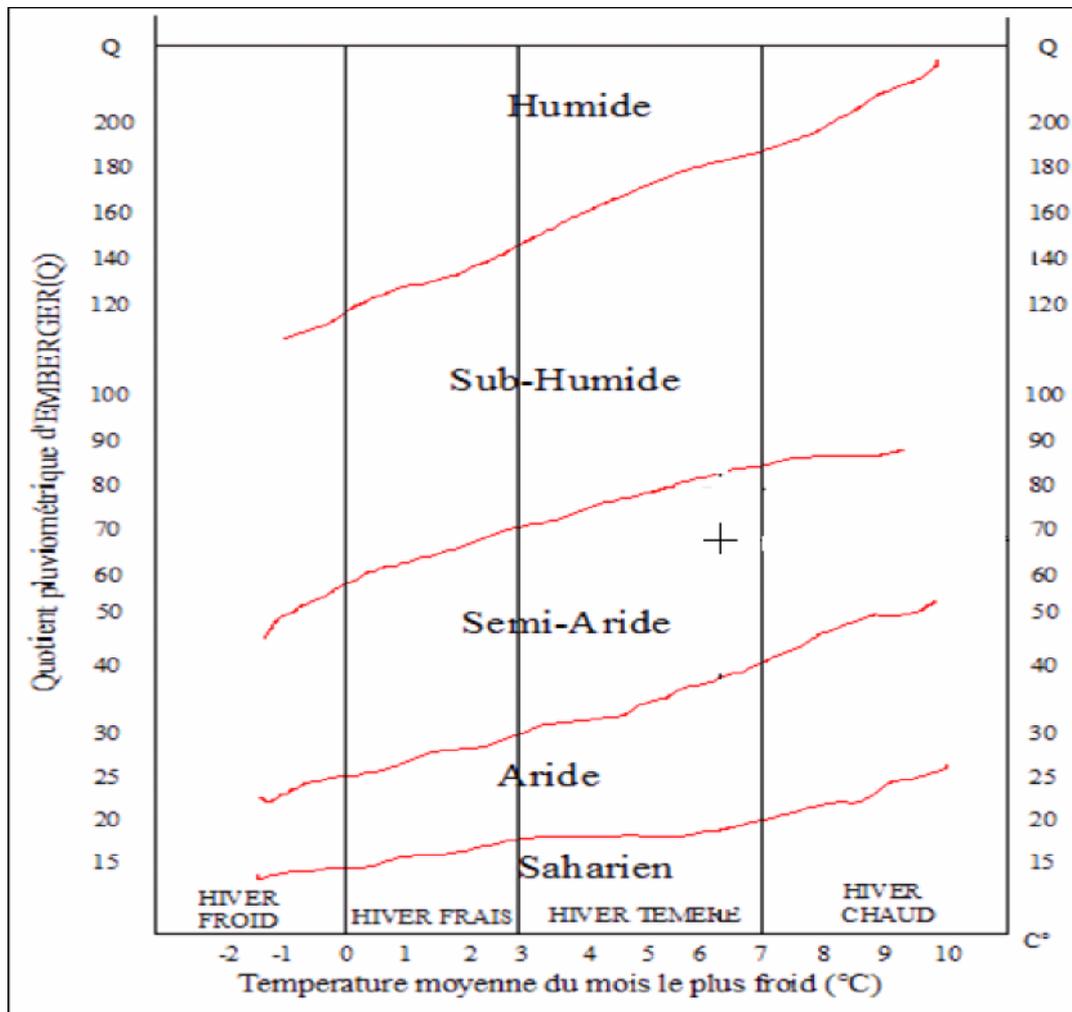
ANNEXE 5

table du χ^2

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

ANNEXE 6

Diagramme bioclimatique d'EMBERGER



ANNEXE 7

PAIX DU TUBE PEHD CHIALI



Usine & Siège : Voie A Zone Industrielle BP 160 - 22000 Sidi Bel Abbès

Téléphone : 048 55 11 90 / 55 65 65 / 061 24 09 19 / 070 94 97 49

Télécopie : 048 55 58 58 / 56 92 70 / 56 50 33

Site Web : www.groupe-chiali.com e-mail : info@groupe-chiali.com

TUBE PEHD EAU POTABLE PN10

Référence	Désignation	Diamètre		Qualité	Pression	Prix	
		Ext en MM	en MM			le M/L	le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2.0	PE80	10 Bars	26.31	30.78
11 003 0251	Tube PEHD	25	2.0	PE80	10 Bars	33.85	39.60
11 003 0321	Tube PEHD	32	2.4	PE80	10 Bars	52.60	61.54
11 003 0401	Tube PEHD	40	3.0	PE80	10 Bars	82.33	96.33
11 003 0501	Tube PEHD	50	3.7	PE80	10 Bars	125.79	147.17
11 003 0631	Tube PEHD	63	4.7	PE80	10 Bars	198.97	232.79
11 003 0751	Tube PEHD	75	5.6	PE80	10 Bars	281.31	329.13
11 007 0901	Tube PEHD	90	5.4	PE100	10 Bars	335.47	392.50
11 007 1101	Tube PEHD	110	6.6	PE100	10 Bars	495.40	579.62
11 007 1251	Tube PEHD	125	7.4	PE100	10 Bars	631.13	738.42
11 007 1601	Tube PEHD	160	9.5	PE100	10 Bars	1 033.79	1 209.53
11 007 2001	Tube PEHD	200	11.9	PE100	10 Bars	1 617.42	1 892.38
11 007 2501	Tube PEHD	250	14.8	PE100	10 Bars	2 510.95	2 937.81
11 007 3151	Tube PEHD	315	18.7	PE100	10 Bars	4 003.95	4 684.62
11 007 4001	Tube PEHD	400	23.7	PE100	10 Bars	6 424.42	7 516.57
11 007 5001	Tube PEHD	500	29.7	PE100	10 Bars	10 021.19	11 724.79
11 007 6301	Tube PEHD	630	37.4	PE 100	10 Bars	15 153.49	17 729.58

- TVA = 17%.

- Longueur de Tubes : du Diamètre \leq au 20 mm les Tubes sont en couronne de 200 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre \geq au 25 mm les Tubes sont en couronne de 100 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre 90 mm au 110mm les Tubes sont en rouleaux de 50 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm les Tubes sont en longueur de 12 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre \geq au 160 mm les tubes sont en longueur de 06 ml ou de 12 ml.

- Jonction par soudure électrique, ou avec raccords à compression.

- Pour toutes informations complémentaires, prière contacter le Service Commercial

TUBE PEHD EAU POTABLE PN16

Référence	Désignation	Diamètre		Qualité	Pression	Prix	
		Ext en MM	en MM			le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	29.61	34.64
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	48.03	56.20
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	75.47	88.30
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	116.64	136.47
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	180.68	211.40
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	288.17	337.16
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	404.81	473.63
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	488.62	571.69
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	721.62	844.30
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	934.26	1 093.08
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 526.93	1 786.51
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	2 397.85	2 805.48
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	3 709.88	4 340.56
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	5 881.51	6 881.37
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	9 500.90	11 116.05
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	14 816.89	17 335.76
11 008 6301	Tube PEHD	630	57.2	PE100	16 Bars	22 513.76	26 341.10

- TVA = 17%.

- Longueur de Tubes : du Diamètre \leq au 20 mm les Tubes sont en couronne de 200 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre \geq au 25 mm les Tubes sont en couronne de 100 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre 90 mm au 110mm les Tubes sont en rouleaux de 50 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm les Tubes sont en longueur de 12 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre \geq au 160 mm les tubes sont en longueur de 06 ml ou de 12 ml.

- Jonction par soudure électrique, ou avec raccords à compression.

- Pour toutes informations complémentaires, prière contacter le Service Commercial