

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Irrigation et Drainage

THEME :

**Etude du périmètre d'irrigation à l'aval de la STEP
d'Oum EL Bouaghi (Wilaya d'Oum EL Bouaghi)**

Présenté par

M^{lle} AZOUNI NABILA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Noms et prénoms		Grade	Qualité
M ^r : MEDDI	Mohamed	Professeur	Président
M ^{me} : SAADOUUNE	Samra	M.C.B	Examinatrice
M ^{me} : MEDJDOUB	Sonia	M.A.A	Examinatrice
M ^r : KOLIAI	Djaffar	Assistant	Examineur
M ^r : BOUFEKANE	Abedelmadjid	M.A.A	Promoteur

Septembre - 2017



∞ Remerciements ∞

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a donné la force, ainsi que la bonne volonté pour achever le cursus universitaire et ce modeste travail.

Je tiens à remercier chaleureusement, ma promoteur Abdelmadjid Boufekane pour son encadrement, sa précieuse aide, son appui et ses conseils.

Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail je les remercie vivement.

Enfin je remercie tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.



❧ Dédicaces ❧

Je dédie ce travail à

- *ma mère et à mon père, envers lesquels je ne saurai exprimer ma reconnaissance et ma gratitude, Que dieu tout puissant les garde pour moi.*
- *A mes frères : Faouzi abdel rafik et Amine mohamed hichem, ainsi que mes tantes et mes cousins ihcene ,hind et soumaya pour leur amour et leur soutien inconditionnel,*
- *A ma copine avec laquelle j'ai passée une meilleure année d'étude djellal Nessrine.*
- *Au ingénieurs Ahcen hamdani, harfouf mustafa, Yacine djaddou .ahmed hammouche ,fateh ,salah benzimamouche ,*
- *A mes amis et collègues de l'école nationale supérieure de l'hydraulique en particulier naima idir ,zahra sersar et akila.*
- *Toute ma promotion, en générale et tous les étudiants de l'option irrigation et drainage en particulier.*

AËOULOÏO NABOÏA

Résumé

Dans le but de la préservation de l'environnement et de la santé publique, d'une part et le développement agricole de la région d'autre part, on a fait l'étude du projet d'irrigation du périmètre d'om el Bouaghi à partir d'une station d'épuration qui réutilise les eaux usées ,on a tenu compte durant la réalisation de cette étude des critères suivantes ;l'analyse de la qualité des eaux à la sortie de la STEP selon les normes ,les conditions climatologiques et en fin les aptitudes culturelles de la région ,à l'issue de l'étude ,nous choisissons les 2 techniques d'irrigation ; le goutte à goutte et par aspersion

ملخص

قصد الحفاظ على البيئة والصحة العمومية من جهة .و تطوير النشاط الفلاحي للمنطقة من جهة أخرى . قمنا بدراسة إمكانية سقي المحيط الفلاحي لمنطقة أم البواقي عن طريق بناء محطة تصفية و تنقية مياه الصرف الصحي في هذه المنطقة .حيث قمنا بدراسة نوعية التربة و تحليل المياه حسب المعايير .مع مراعاة الظروف المناخية .و قد تم استعمال كلا من نظام السقي بالتقطير و نظام السقي بالمرش .وذلك حسب نوعية المحاصيل الزراعية.

Abstract:

With the aim of preserving the environment and public health ,on the one hand and the agricultural development on the other hand ,the irrigation of the perimeter of om el bouaghi is studied ,treatment or re-use of wastewater is carried out taking into account the following criteria out , the analysis of the quality of the water discharged from the wastewater treatment plant according to climatic conditions and ultimately the cultural capacities of the region ,we choose the two techniques of irrigation ,drip irrigation and irrigation by sprinkling

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	1
I.1. Situation géographique de la wilaya d'Oum EL Bouaghi	1
I.2. Localisation du périmètre d'étude	1
I.3. Données naturelle sur le site	2
1.3.1. Sismicité.....	2
1.3.2. Hydrologie.....	3
I.4. Conditions climatique de la région	5
I.4.1. Le climat	5
I.4.2. La température	5
I.4.3. Humidité de l'air	6
I.4.4. Ensoleillement.....	7
I.4.5. Le vent	8
I.4.6. Précipitations	8
I.4.7. L'évaporation	9
I.4.8. Représentation du diagramme de Gaussen	10
I.4.9. Indice climatique	11
Conclusion	13

Chapitre II : Ressources en eau et en sol

Introduction.....	14
II.1. Ressources en eau	14
II.1.1. Ressources actuelles d'irrigation	14
II.1.2. Les eaux de la station d'épuration de la ville d'Oum El Bouaghi.....	14
II.2. Estimation de la qualité de l'eau	18
II.2.1. Analyses physico- chimiques des eaux épurées selon les normes international des eaux épurées adéquatent pour l'irrigation.....	19
II.2.2. La conductivité	19
II.2.3. Le coefficient d'adsorption du sodium S.A.R.....	20
II.3. Ressource en sol	22
II.3.1. Levé pédologique	22

II.4. Les aptitudes culturales de terrain étudié	34
II.4.1. Les cultures maraîchères.....	34
II.4.2 Les cultures céréalières et fourragères	35
II.4.3. Les cultures arboricoles.....	35
II.4.4 Les cultures industrielles.....	36
II.5 La rotation.....	36
Conclusion	37

Chapitre III Etude bibliographique sur la Réutilisation des eaux usées

Introduction	38
III.1 Définition d'une eau usée.....	38
III.2 Origine des eaux usées.....	38
III.3 Caractéristiques des eaux usées.....	38
III.3.1 Les paramètres physico-chimiques	38
III.3.2 Les procédés de traitements des eaux usées.....	40
Conclusion.....	47

Chapitre IV : Etude hydrologique

Introduction	48
IV.1. Choix de la station pluviométrique	48
IV.2. Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique	50
IV.3. Traitement des données	52
IV.4. Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale	52
IV.5. Ajustement statistique des pluies	52
IV.5.1 Ajustement à la loi log-normale	52
IV.5.2 Ajustement à la loi log-normale	53
IV.6. Test de validité d'un ajustement	54
IV.7. Détermination de l'année de calcul	55
Conclusion	56

Chapitre V : calcul des besoins en eaux des cultures

Introduction	57
V.1. Les besoins en eau d'irrigation	57
V.2. L'évapotranspiration potentielle (ET0)	57
V.3. Evapotranspiration maximale ou de culture (ETM)	58
V.4. Occupation des sols	59
V.5. Détermination des Besoins en eau des cultures	59
V.5.1. Calcul de la pluie efficace	60
V.5.2. La réserve facilement utilisable (RFU)	60
V.5.3. Calcul des doses de lessivage	61
V.6. Calcul des besoins en eau.....	61
V.7. Débits spécifiques	65
Conclusion	66

Chapitre VI : Techniques d'irrigation

Introduction	67
VI.1. Les Techniques d'irrigation qui existe	67
VI.2. Technique d'irrigation utilisée dans le périmètre d'Om El Bouaghi 120 ha	67
VI.2.1. l'irrigation par aspersion	67
VI.2.2. l'irrigation par goutte à goutte	68
VI.3. Choix de l'installation	69
VI.3.1. Contraintes techniques	69
VI.3.2. Contraintes agronomiques	69
VI.3.3. Contraintes pratiques	69
VI.3.4. Contraintes économique	69
VI.4. Comparaison sur le choix du mode d'irrigation	70
VI.4.1. l'irrigation par aspersion	70
VI.4.2. L'irrigation par goutte à goutte	70
VI.5. Evolution de l'efficacité des différentes techniques d'arrosage par rapport aux conditions du périmètre	71

Conclusion	72
------------------	----

Chapitre VI Etude du système d'adduction

VII.1 Introduction	73
VII.2 Etude des variantes d'aménagement	73
VII.2.1. Délimitation des zones à irriguer et allocation des eaux	73
VII. 2.2 Principaux éléments de l'étude des schémas d'aménagement	73
VII.2.3 Matériaux	75
VII.2.4. Diamètre	77
VII.2.5. Description des variantes d'aménagement	78
VII.3. Calcul hydraulique	79
VII.3.1. Adduction par refoulement	79
VII.3.2. Découpage du périmètre en îlots d'irrigation	83
VII.3.3 Rôle et fonction de la borne d'irrigation	83
VII.3.4 Choix de tracé	83
VII.3.5. Calcul des débits des îlots	84
VII.3.6. Choix du diamètre de la borne	84
VII.3.7. Pression demandé aux bornes d'irrigation	86
VII.4. Simulation du réseau de distribution par le logiciel EPANET	86
VII.4 .1. Tracé du réseau	86
VII.4.2 Caractéristiques des conduites de réseau	88
VII.4.3. Caractéristiques des bornes de réseaux pressions aux bornes et aux nœuds	90
VII.5. Calcul du Volume de la bache de la station de pompage	91
VII.6. Calcul du volume de réservoirs de stockage	91
VII.7 Frais d'amortissement	92
VII.8. Frais d'exploitation	93
VII.9. Puissance absorbée par la pompe	93
VII.10 Energie consommée par la pompe	93
VII.11 Bilan total des frais	94

VII.12. Le pompage	94
VII.12.1 choix de la pompe	94
VII.12.2. Détermination des pompes à installer pour la STEP	95
VII.12.3. Etude de la cavitation	96
VII.14. Conclusion	98

Chapitre VIII Dimensionnement du réseau d'irrigation

VIII.1. Introduction	99
VIII.2. Les parcelles qui sont concerné par l'irrigation goutte et aspersion selon les pressions.....	99
VIII.3. Irrigation par goutte à goutte	101
VIII.3.1. Définition	101
VIII.3.2. Les composants essentiels d'une installation d'irrigation localisée	101
VIII.3.3. Calcul de l'installation d'irrigation par goutte à goutte	102
VIII.3.4 Calcul hydrauliques du réseau goutte à goutte	105
VIII.3.5 Dimensionnement des différentes parties de réseau	107
VIII.4. Irrigation par aspersion	110
VIII.4.1. Les Différents Types D'installation d'aspersion	110
VIII.4.2. Choix de l'installation	110
VIII.5. Calcul de l'installation d'irrigation d'aspersion.....	111
VIII.5.1. l'irrigation par aspersion	111
VIII.5.2. Le choix de l'équipement d'irrigation par aspersion	111
VIII.5.3. Projection d'un système d'irrigation par aspersion classique sur une parcelle de l'orge	113
VIII.6. Dimensionnement théorique	113
VIII.6.1. Le diamètre de l'ajutage	113
VIII.6.2. La portée du jet (L)	113
VIII.6.3. Calcul des écartements entre les rampes et arroseurs.....	114
VIII.6.4. Calcul du débit de l'asperseur	114
VIII.6.5. Vérification de la pluviométrie de la buse	114
VIII.6.6. Le temps nécessaire pour donner une dose par 1 asperseur	115

VIII.6.7. Nombre D'irrigation.....	115
VIII.6.8. La durée d'une rotation d'irrigation.....	115
VIII.6.9 Volume fourni par 1 asperseur pendant 1 mois	116
VIII.6.10. Volume à épandre en 1 mois sur toute la parcelle	116
VIII.6.11 Le nombre d'asperseurs	116
VIII.7 dimensionnement de la rampe	116
VIII.8. Conclusion.....	120

Chapitre IX Organisation de chantier

IX.1 Introduction	121
IX.2 Exécutions des travaux	121
IX.2.Exécution de tranchée	121
IX.2.2. Assise de la conduite	121
IX.3. Les actions reçues par les conduites	121
IX.3.1. Le tassement du terrain	122
IX.3.2. Epreuve d'essai de pression	122
IX.4. Engins nécessaires pour l'exécution des travaux	122
IX.5. Exploitation du système d'irrigation	124
IX.6. Contrôle de l'état des terres irriguées	124
IX.6.1. Objectif de l'exploitation	124
IX.6.2. Surveillance et entretien du réseau	125
IX.7. Conclusion	125

Chapitre X Evaluation des couts du projet

X.1. Introduction	126
X.2. Différents travaux à entreprendre	126
X.2.1 Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution	126
X.2.2. Calcul du volume de terrassement	127
X.2.3. Calcul du volume de déblai	128

X.2.4. Calcul du volume de lit de sable	129
X.2.5. Calcul du volume de remblai	129
X.2.6. Estimation de cout total de projet	130
X.2.7.Devais du réseau d'irrigation localisée	132
X.2.8.Devais du réseau d'irrigation par aspersion.....	133
X.3. Conclusion	134

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Coordonnées géographiques de la station d'Oum El Bouaghi.....	5
Tableau I.2 : Répartition mensuelle des températures à la station d'Oum el Bouaghi (Période 1985-2000).....	5
Tableau I.3 : Humidités moyennes mensuelle à la station d'Oum el Bouaghi (Période : 1985 2016).....	6
Tableau 1.4. Insolation mensuelles à la station d'Oum El Bouaghi (Période : 1994- 2006).....	7
Tableau I.5 : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois (Période : 1985-2016)..	8
Tableau I.6 : Les précipitations moyennes mensuelles à la station d'Oum El Bouaghi (Période : 1985-2016).....	9
Tableau I.7 : Evaporation nette à la station d'Oum El Bouaghi (Période : 1985-2016).....	9
Tableau I.8 : Classification du climat selon l'aridité de Martonne.....	11
Tableau II.1 : Résultats des Analyses physico- chimiques selon les normes international des eaux épurées adéquates pour l'irrigation (Recommandations de l'USEPA concernant la réutilisation des eaux usées (USPEA ,2004).....	19
Tableau II.2 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique.....	20
Tableau II.3 : Classification des eaux en fonction du S.A.R.....	21
Tableau II.4 : Récapitulatif des résultats des analyses pédologiques du profil n° 01	22
Tableau II.5 : Récapitulatif des résultats des analyses pédologiques du profil n° 02.....	24
Tableau II.6 : Récapitulatif des résultats des analyses pédologiques du profil n° 03.....	26
Tableau II.7 : Récapitulatif des résultats des analyses pédologiques du profil n° 04.....	28
Tableau II.8 : Récapitulatif des résultats des analyses pédologiques du profil n° 05.....	30
Tableau II.9 : Récapitulatif des résultats des analyses pédologiques du profil n° 06.....	32
Tableau II.10 : Caractéristiques des cultures maraichères.....	34
Tableau II.11 : Caractéristiques des cultures céréalières et fourragères.....	35
Tableau II.12 : représente les caractéristiques des cultures arboricoles.....	35
Tableau II.13 : représente les caractéristiques des cultures industrielles.....	36
Tableau IV.1 : Coordonnées géographiques de la station d'Oum El Bouaghi.....	48
Tableau IV.2 : Pluies moyennes mensuelles observées.....	49
Tableau IV.3 : Test de Wilcoxon.....	51
Tableau IV.4 : Ajustement à la loi normale.....	52
Tableau IV.5 : Ajustement à la loi log-normale.....	53

Tableau IV.6: Résultats du test de Khi carré	55
Tableau IV.7 : Pluviométrie moyenne pour chaque mois en (mm).....	56
Tableau V.1 : Evapotranspiration de référence (ETo).....	58
Tableau V.2: Précipitations efficaces dans la zone d'étude.....	60
Tableau V.3 : Besoins en eaux des cultures pour l'olivier.....	61
Tableau V.4 : Besoins en eaux des cultures pour l'orge.....	61
Tableau V.5 : Besoins en eaux des cultures pour les fourrages.....	62
Tableau V.6 : Besoins en eaux des cultures pour l'arboriculture.....	63
Tableau V.7 : Besoins en eaux des cultures pour l'ail.....	63
Tableau V.8 : Les besoins en eau par culture.....	64
Tableau V.9 : les besoins en eaux total des cultures.....	64
Tableau V.10 : caractéristique du périmètre	65
Tableau VI.1 : Comparaison entre l'irrigation par aspersion et l'irrigation localisé par rapport aux conditions du périmètre d'étude.....	71
Tableau VII.1 : Comparaison entre les deux (02) variantes d'aménagement.....	79
Tableau VII.2 : les caractéristiques de la station de pompage.....	82
Tableau VII.3 : Choix du diamètre de la borne.....	84
Tableau VII.4 : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre de la borne.....	85
Tableau VII.5 : Caractéristiques des conduites de réseau.....	88
Tableau VII.6 : Caractéristiques des bornes de réseaux pressions aux bornes et aux nœuds.....	90
Tableau VII.7 : Calcul du volume de réservoir de stockage.....	92
Tableau VII.8 : Calcul de frais d'amortissement (DA) tronçon SP – Réservoir R 2 000 m ³	93
Tableau VII.9 : calcul de frais d'exploitation (DA) tronçon SP – 2xRéservoir R2000 m ³	94
Tableau VII.10 : Bilan du tronçon SP – 2xRéservoir R2000 m ³	94
Tableau VII.11: Caractéristique des pompes à installer.....	95
Tableau VII.12. Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température...	97
Tableau VIII.1 : Surfaces des cultures et les pressions de chaque parcelle.....	99
Tableau VIII.2 : Les surfaces irrigué par aspersion et goutte à goutte.....	100
Tableau VIII.3. Résumé des résultats de dimensionnement d'irrigation par goutte à goutte.....	109
Tableau VIII.4 : Résumé des résultats de dimensionnement d'irrigation par aspersion....	118
Tableau X.1: Calcul du volume de déblai pour les canalisations du réseau.....	128
Tableau X.2: Calcul du volume de sable pour les canalisations du réseau.....	129

Tableau X.3: Calcul du volume de remblai pour les canalisations de distribution.....	130
Tableau X.4: Estimation du cout de pose de canalisation du réseau.....	130
Tableau X.5 : Estimation du coût des conduites du réseau.....	131
Tableau X.6 : Estimation du coût des vannes.....	131
Tableau X.7 : Estimation du coût des bornes	132
Tableau X.8 : Estimation du coût de station de pompage.....	132
Tableau X.9 : Estimation du coût des réservoirs.....	132
Tableau X.10 : Estimation du coût rampes.....	133
Tableau X.11 : Estimation du coût des goutteurs.....	133
Tableau X.12 : Estimation du coût des portes rampes.....	133
Tableau X.13 : Estimation du coût rampes.....	133
Tableau X.14 : Estimation du cout des asperseurs.....	134
Tableau X.15 : Estimation du cout des portes rampes.....	134

Liste des figures

Figure I.1: Carte de la délimitation du périmètre d'étude.....	2
(Extrait de la carte topographique d'Oum El Bouaghi, Echelle 1/50 000).....	3
Figure I.2 : Situation de la zone d'étude dans la carte de zonage sismique du territoire nationale (d'après CGS, 2003).....	4
Figure I.3 : Situation de la zone d'étude dans le bassin des hautes plateaux contantinois...	6
Figure I.4 : Températures maximales et minimales à la station d'Oum El Bouaghi.....	7
Figure 1.5 : Distribution mensuelles de l'humidité moyenne à la station d'Oum El Bouagh...	7
Figure I.6 : Distribution mensuelle de l'ensoleillement à la station d'Oum El Bouaghi	8
Figure I.7 : Diagramme des vitesses de vent en fonction des mois.....	8
Figure 1.8 : Répartition moyenne mensuelle des précipitations à la station d'Oum El Bouaghi.....	9
Figure 1.8 : Distribution mensuelle de l'évaporation à la station d'Oum El Bouaghi.....	10
Figure 1.10 : Représentation graphique du diagramme de Gaussen	10
Figure 11 : Représentation graphique du diagramme de d'Emberger	13
Figure II.1: Image satellitaire (non traitée) du périmètre d'étude par rapport à la STEP d'Oum El Bouaghi(échelle :1/7500).....	15
Figure II.2 : Irrigation par les eaux usées du périmètre d'étude.....	16
Figures II.3 : Irrigation par les eaux usées du périmètre d'étude.....	16
Figures II.4 : Vue du côté droit de la STEP, en cours de réalisation Située au Sud de la ville d'Oum El Bouaghi.....	17
Figure II.5 : Situation de la STEP par rapport au périmètre d'étude.....	17
Figure II.6 : Piste viabilisée venant de la STEP vers le périmètre d'étude.....	18
Figure II.7 : Présentation d'un échantillon de l'eau traitée sur le diagramme de classification des eaux d'irrigation.....	21
Figure II.8 : Profil n° 01 dans le périmètre d'Oum El Bouaghi.....	22
Figure II.9 : Profil n° 02 dans le périmètre d'Oum El Bouaghi.....	24
Figure II.10 : Profil n° 03 dans le périmètre d'Oum El Bouaghi.....	26
Figure II.11 : Profil n° 04 dans le périmètre d'Oum El Bouaghi	28
Figure II.12 : Profil n° 05 dans le périmètre d'Oum El Bouaghi.....	30
Figure II.13 : Profil n° 06 dans le périmètre d'Oum El Bouaghi.....	32
Figure IV.1 : graphique d'ajustement des pluies annuelles à la loi normal.....	53
Figure IV.2 : Ajustement des pluies annuelles à la loi log normale.....	54

Figure VI.1 : Partie essentielle d'une installation en aspersion.....	68
Figure VI.2 : Partie essentielle d'une installation localisée.....	68
Figure VII.1 : Réseau d'adduction simulé avec EPANET.....	82
Figure VII.2 : Première partie du Réseau de distribuassions simulé par EPANET.....	86
Figure VII.3 : Deuxième partie du Réseau de distribuassions simulé par EPANET.....	87
Figure VII.3 :Troisième partie du Réseau de distribuassions simulé par EPANET.....	87
Figure VII.4 : Quatrième partie du Réseau de distribuassions simulé par EPANET.....	88
Figure VIII.1: Représentation du pourcentage des cultures irrigué par aspersion.....	100
Figure VIII.2: Représentation du pourcentage des cultures irrigué par goutte à goutte.....	101
Figure VIII.3: Représentation du pourcentage des cultures irrigué par goutte à goutte et aspersion.....	101
Figure VIII.4 : Disposition des postes d'irrigation et déplacement des rampes mobiles.....	119
Figure IX.1 : Une pelle hydraulique.....	123
Figure IX.2 : Un bulldozer.....	123
Figure IX.3 : un chargeur.....	124
Figure X.1 : Schéma d'une tranchée.....	128

Liste des planches

Planche 1 : situation de la zone d'étude

Planche 2 : plan de réseau projeté

Planche 3 : plan d'occupation du sol

Planche 4 : schéma descriptif de la parcelle irriguée par le système de goutte à goutte et aspersion du périmètre d'OUM EL BOUAGHI

Planche 5 : profil au long de la conduite de refoulement et les conduites de réseau du nœud R au nœud N3

Planche 6 : profil en long des conduites de réseau du nœud N1 au nœud 36

Planche 7 : profil au long des conduites de réseau du nœud S23 au nœud P50

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Avant tout projet d'irrigation, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du milieu notamment le périmètre irrigué, et les facteurs qui influent sur la conception du projet, parmi eux, nous citons : les données climatiques, ainsi que les paramètres agronomiques de la zone d'étude qui vont nous permettre de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation du réseau d'irrigation. Le site d'étude est situé dans la wilaya d'Oum El Bouaghi qui est une région à vocation agricole.

I.1. Situation géographique de la wilaya d'Oum EL Bouaghi

La commune d'Oum El Bouaghi s'étend sur une superficie de 414 km², occupant une position centrale à l'intérieur du territoire de la wilaya. Elle abrite 693 228 habitants avec une densité de 112 habitants/km². Cette commune se situe à mi chemin entre la commune de Meskiana (extrême Est) et la commune d'Ain M'lila (extrême Ouest) et est limitée par les communes suivantes :

- ✓ Au Nord, par les communes d'Ain Diss et Ain Babouche.
- ✓ Au Sud, par la commune d'Ain Zitoune.
- ✓ A l'Est, par les communes de Berriche et F'kirina.
- ✓ A l'Ouest, par les communes de Boughrara Saoudi et Ain Fakroun.

I.2. Localisation du périmètre d'étude

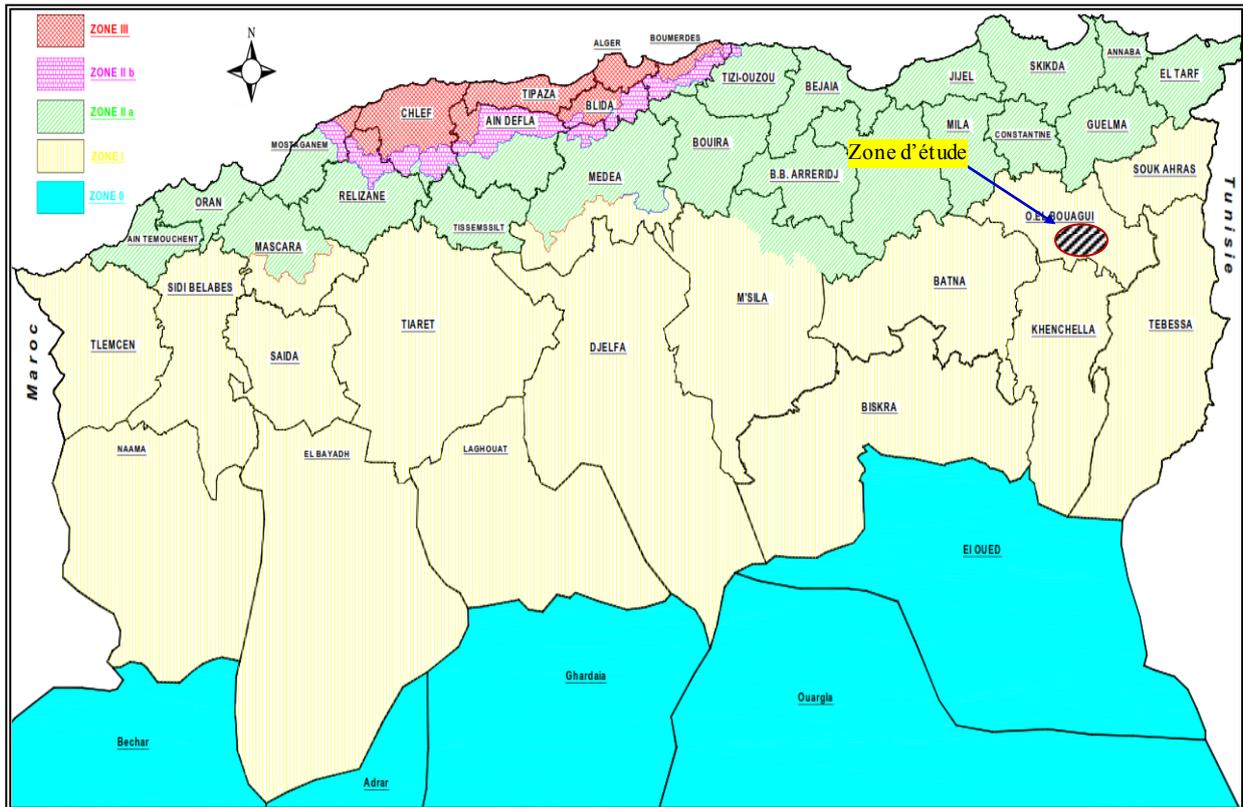
Le périmètre est situé au sud à environ 4,5 km de la rocade sud de la ville d'Oum El Bouaghi, à proximité de la mechta dite Taghouft Seghira du grand douar appelé Medfoune dont la superficie est de **120 ha**.



I.3. Données naturelles sur le site

1.3.1. Sismicité

De point de vue sismicité, la zone d'étude est située dans la zone sismique « 1 » de faible sismicité. Des secousses telluriques sont enregistrées dans la région, citons : la secousse tellurique du 05 Octobre 1984 avec une magnitude de 4,5 sur l'échelle de Richter et la secousse tellurique du 06 Novembre 2008 avec une magnitude de 3,7 sur l'échelle de Richter.



Zone 0 : Sismicité négligeable, **Zone I** : Sismicité faible, **Zone II** : Sismicité moyenne, **Zone III** : Sismicité élevée. Echelle: 0 5 10 15km

Figure I.2 : Situation de la zone d'étude dans la carte de zonage sismique du territoire nationale (d'après CGS, 2003)

Le secteur d'étude est situé dans la zone sismique I (sismicité faible).

1.3.2. Hydrologie

Du point de vue hydrologique, la commune d'Oum El Bouaghi est incluse à l'intérieur des bassins versants des hauts plateaux constantinois, portant le code (07) de l'ANRH. De cette situation, le territoire de la commune d'Oum El Bouaghi dépend, de l'Agence, du bassin hydrographique du constantinois.

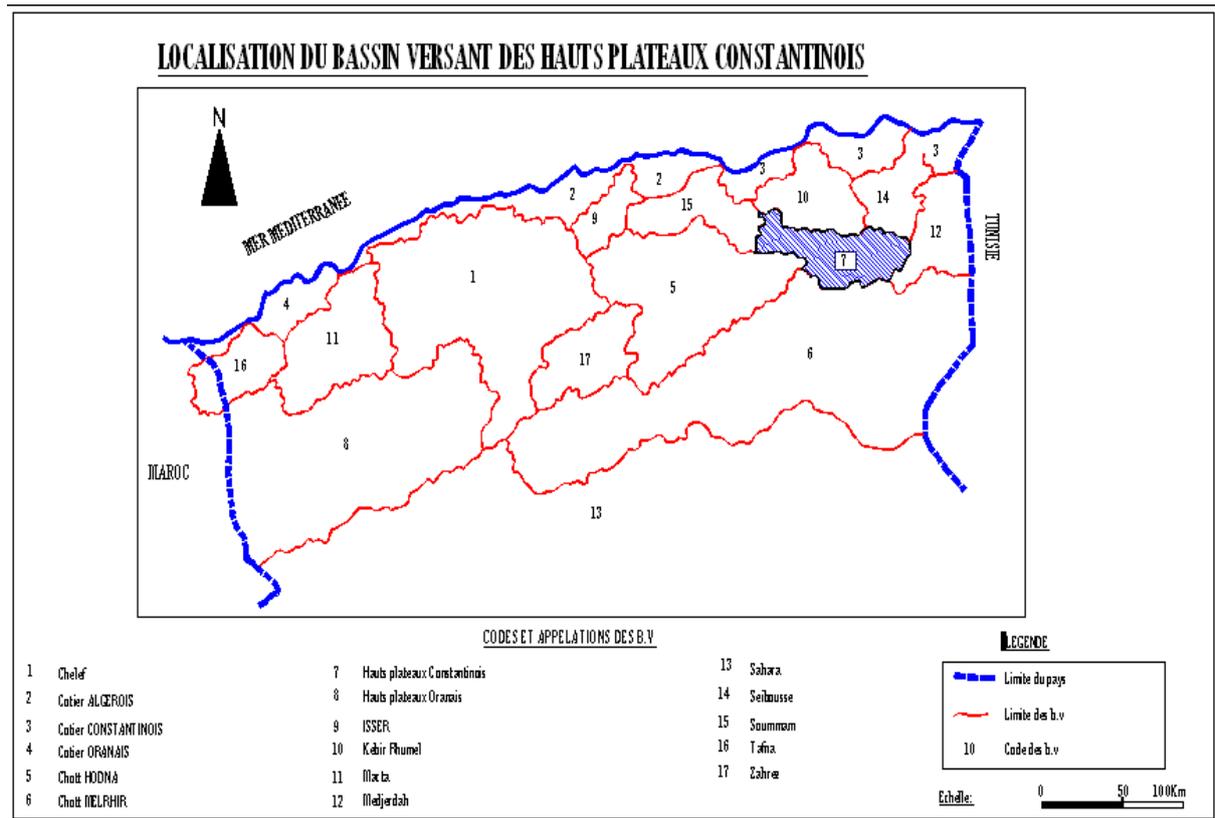


Figure I.3 : Situation de la zone d'étude dans le bassin des hautes plateaux contantinois

Ainsi la situation géographique de la commune d'Oum El Bouaghi dans les hautes plaines Constantinoises et au pied des premières hauteurs du tell qui constituent une barrière naturelle fait que dans le domaine de l'hydrographie ; L'endoréisme est dominant. Les oueds convergent vers les chotts du Sud et de Sud- Est, à l'exception des oueds du douar Medfoun qui font partie du bassin versant de la seybouse.

La région est alimentée par des nappes phréatiques permettant à la population résidente de prélever l'eau soit par puisement soit par pompage (notamment la population résidente).

Les flancs Est et Ouest de djebel Sidi R'ghiss alimentent la nappe des calcaires aptiens de Bir Djedida (à l'Ouest). Les eaux souterraines sont mobilisées au moyen de puits individuels et des forages.

I.4. Conditions climatique de la région

1.4.1. Le climat

Le climat de cette région est de type continental froid et pluvieux en hiver, chaud et sec en été. Les périodes de printemps et d'automne sont courtes. Généralement, cette région est soumise à un climat des hautes plaines.

Pour l'élaboration de la présente description du climat de la région en étude, il a été procédé à l'adoption des données météorologiques observées à la station d'Oum el Bouaghi (Code 07 07 18) fournies par l'ONM, qui sont convenables pour caractériser le climat de la région d'étude. La région d'étude.

Tableau I.1 : Coordonnées géographiques de la station d'Oum El Bouaghi

Station	Code	Coordonnées			Années d'observation
		X	Y	Z (m, NGA)	
Oum El Bouaghi	07 07 18	7°06'58''E	35°52'36''N	950	31

Source : ONM, Oum El Bouaghi

1.4.2. La température

En Algérie, la présence du Sirocco, un vent chaud et sec qui vient du Sahara, est caractéristique. Les températures maximales ont pour origine ce phénomène particulier, qui est accompagné par une humidité qui s'en trouve réduite.

Dans le Tableau qui suit sont portées les températures moyennes annuelles enregistrées à la station d'Oum El Bouaghi pour une période de 15 années.

Tableau I.2 : Répartition mensuelle des températures à la station d'Oum el Bouaghi (Période : 1985-2000)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
T_{min} °C	14,94	10,44	5,35	2,35	1,36	1,57	3,60	5,65	10,81	14,86	17,01	17,83	8,81
T_{ma} °C	27,55	22,73	16,33	11,83	10,98	12,62	15,18	17,98	24,71	30,09	33,40	33,45	21,40
T_{moy} °C	21,24	16,58	10,84	7,09	6,17	7,09	9,39	11,82	17,76	22,47	25,202	25,64	15,11

Source : ONM

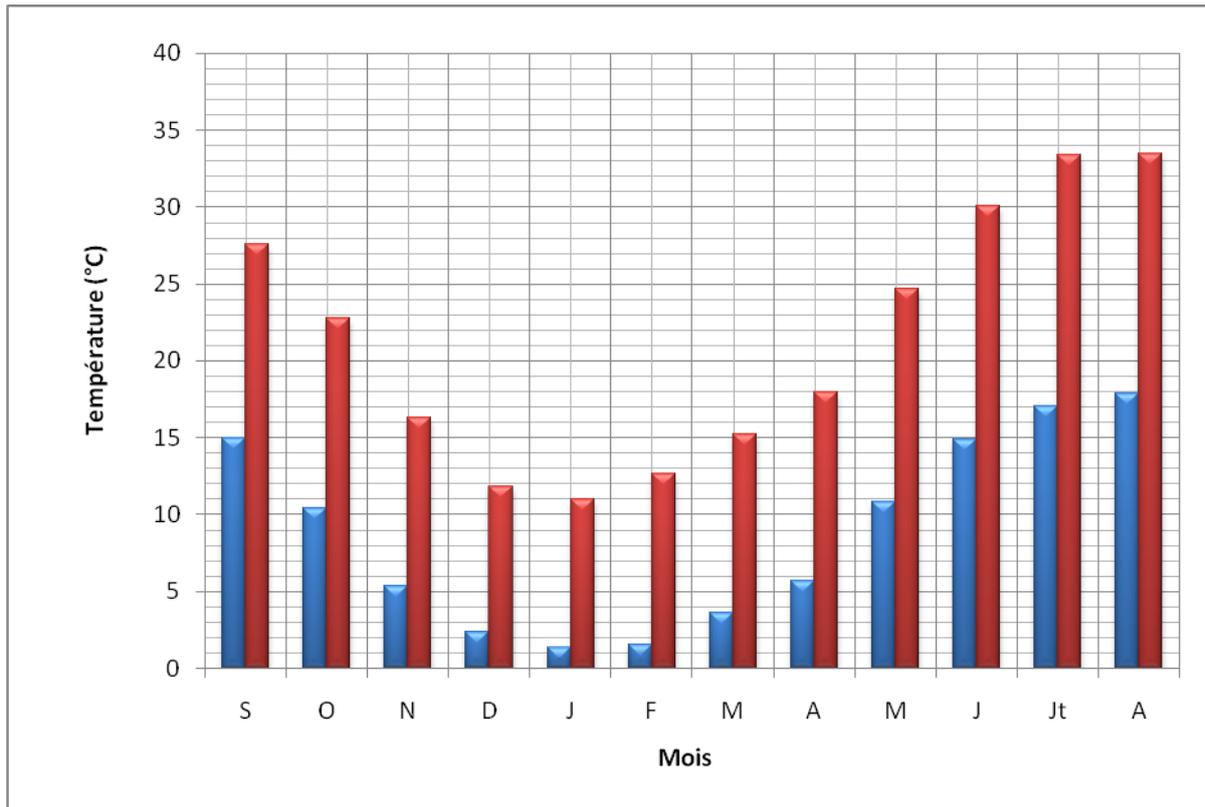


Figure I.4 : Températures maximales et minimales à la station d'Oum El Bouaghi

La température maximale absolue peut atteindre l'ordre de 37,2 °C pendant les mois de juillet et août. Les températures minimales peuvent descendre sous 0 °C pendant les mois de janvier et février.

I.4.3. Humidité de l'air

Dans le tableau suivant sont mentionnées les valeurs des humidités mensuelles pour la station d'Oum El Bouaghi. L'humidité moyenne inter annuelle à la station d'Oum El Bouaghi est de l'ordre de 64 %.

Tableau I.3 : Humidités moyennes mensuelle à la station d'Oum el Bouaghi

(Période : 1985-2016)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
Humidité Moyenne (%)	61,71	65,31	73,90	79,46	77,80	73,06	66,05	66,30	58,59	50,70	47,23	49,96	64

Source : ONM

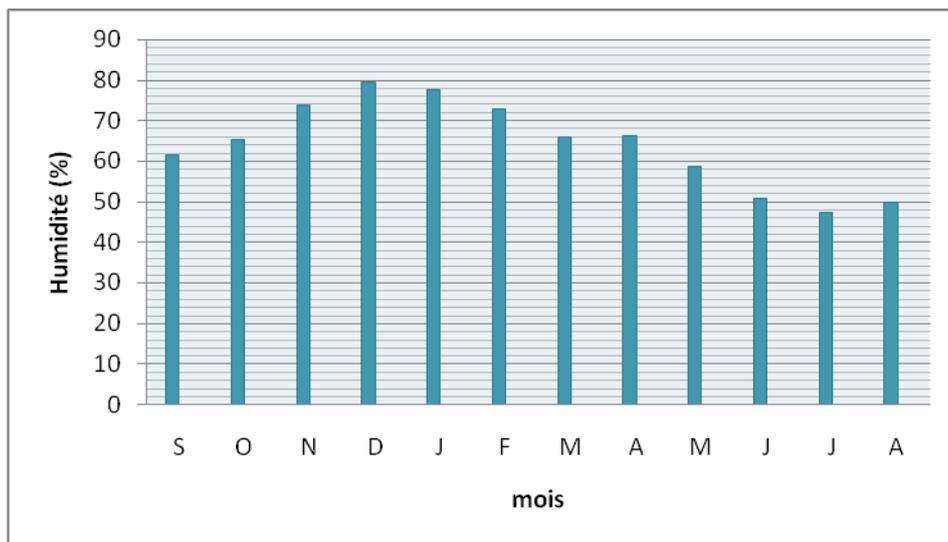


Figure 1.5 : Distribution mensuelles de l'humidité moyenne à la station d'Oum El Bouaghi

I.4.4. Ensoleillement

L'ensoleillement moyen a été mesuré à la station d'Oum El Bouaghi pour une période de 13 ans (1994-2006). La nébulosité a été mesurée à une ancienne station (étude GEC 1971) et la radiation totale a été calculée par la méthode FAO (1984) sur base des observations de la période de l'ensoleillement.

Tableau 1.4. Insolation mensuelles à la station d'Oum El Bouaghi
(Période : 1994-2006)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
L'ensoleillement total en 1 heure	243,2	227,35	175,1	152,15	161,3	182,35	237,2	244,25	275	293,55	337,75	298,7

Source : ONM

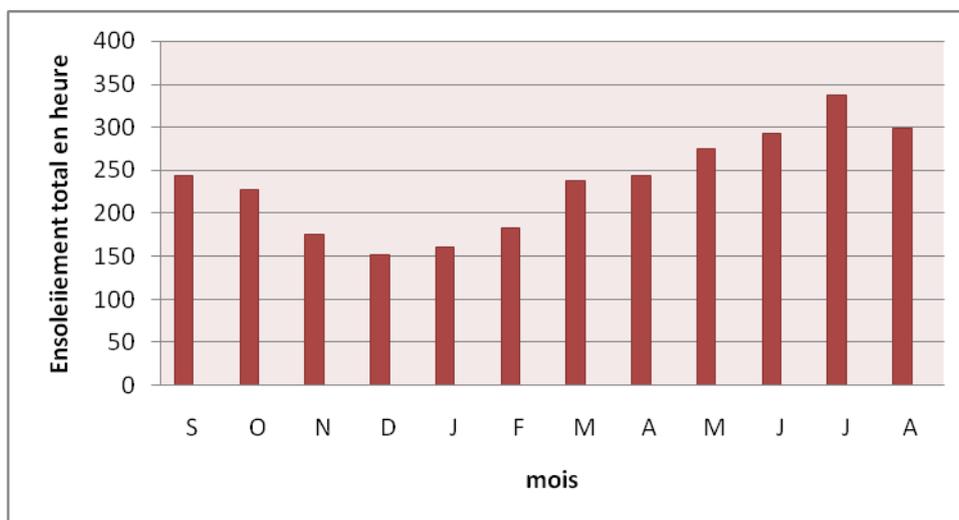


Figure I.6 : Distribution mensuelle de l'ensoleillement à la station d'Oum El Bouaghi

I.4.5. Le vent

Les vents dominants sont du secteur nord (NE à NO). D'après le tableau ci dessous la vitesse moyenne annuelle du vent est de 2 m/s. Elle présente un maximum en juillet 2,7 m/s) et un minimum en août 1.4 m/s. En cette période d'été, ces vents proviennent du sud appelés généralement « Siroco », dont la moyenne annuelle est de 38 jours.

Tableau I.5 : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois
(Période : 1985-2016)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy Ann
V (m/s)	2,3	2,0	1,9	2,1	2,3	2,3	1,9	2,2	2,3	2,3	1,9	2,2	2,0

Source : ONM

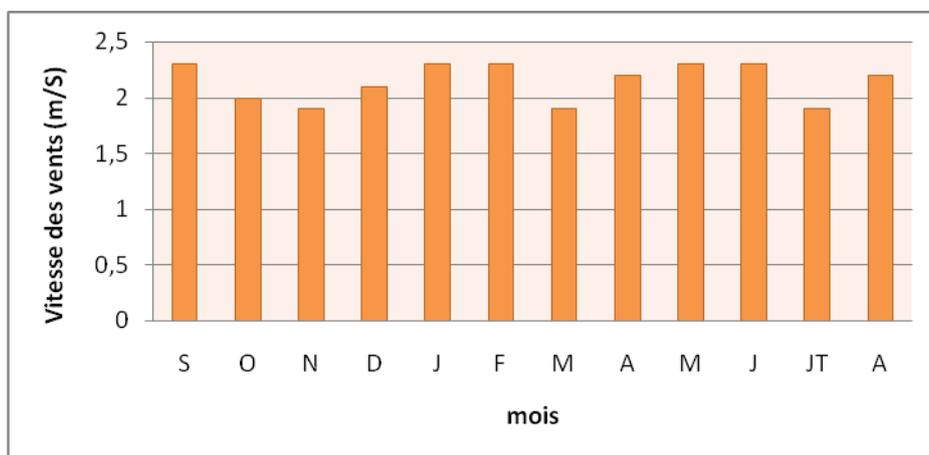


Figure I.7 : Diagramme des vitesses de vent en fonction des mois

I.4.6. Précipitations

L'étude des précipitations porte sur les moyennes mensuelles et annuelles à la station d'Oum El Bouaghi qui se situe dans la zone d'étude. Cette station a l'avantage de présenter une série longue et récente (s'étalant de 1985 à 2016).

Les années d'observation ont été traitées en tenant compte de toute la série avec les années sans lacune soit 31 années d'observation ce qui nous donne une pluie moyenne annuelle de 372,69 mm.

Selon la carte de l'ANRH (1993), le bassin versant se situe entre les isohyètes 350 mm et 400 mm. La répartition mensuelle des précipitations observées à la station d'Oum El Bouaghi est portée dans le tableau ci-après.

Tableau I.6 : Les précipitations moyennes mensuelles à la station d'Oum El Bouaghi (Période : 1985-2016)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
P (mm)	46,01	30,54	30,1	35,33	37,00	28,79	36,95	41,95	44,83	19,22	7,26	14,73	372,69

Source : ONM

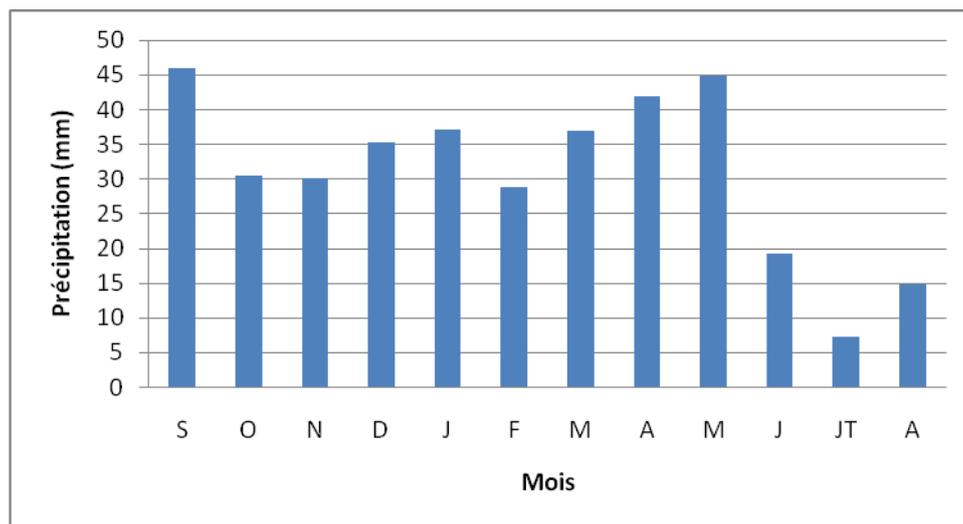


Figure 1.8 : Répartition moyenne mensuelle des précipitations à la station d'Oum El Bouaghi

I.4.7. L'évaporation

Les données disponibles pour l'évaporation sont celles mesurées à la Les mesures de l'évaporation effectuées à la station d'Oum El Bouaghi donnent une évaporation de 1502 mm

Tableau I.7 : Evaporation nette à la station d'Oum El Bouaghi (Période : 1985-2016)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A	Total
E (mm)	133	121,5	58,5	40,8	49,6	61,6	102,4	101,4	133,9	207,2	259,2	233,1	1502
E (%)	8,85	8,09	3,89	2,72	3,30	4,10	6,82	6,75	8,91	13,79	17,25	15,52	100

Source : ONM

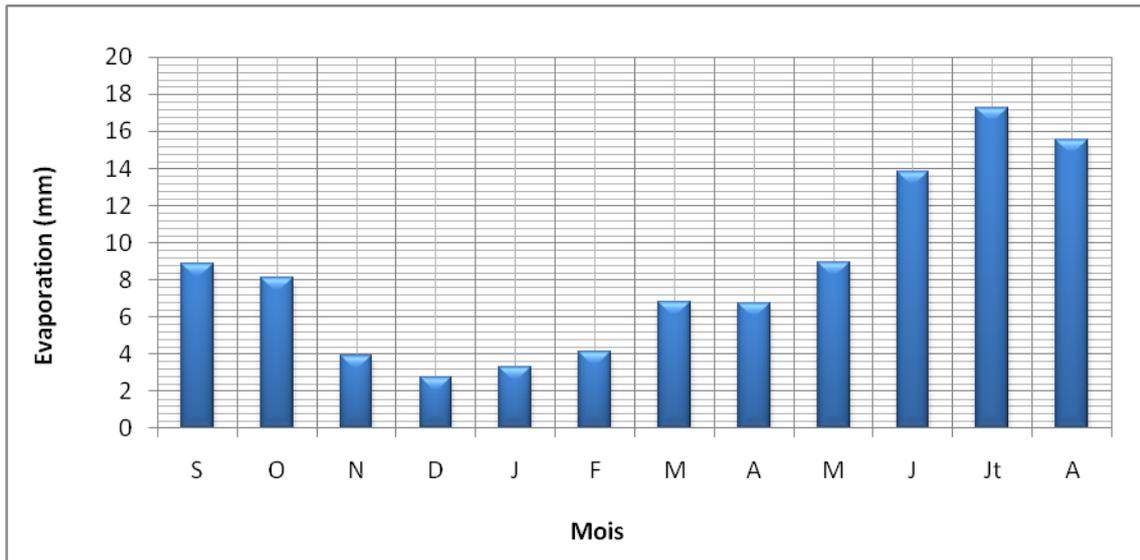


Figure 1.8 : Distribution mensuelle de l'évaporation à la station d'Oum El Bouaghi

I.4.8. Représentation du diagramme de Gausсен

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

Tableau I.8 : la température et la précipitation de la station d'Oum el bouaghi

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P (mm)	37	28.29	36.95	41.95	44.83	19.22	7.26	14.73	46.01	30.54	30.1	35.33
T _{moy} C°	6.17	7.09	9.39	11.82	17.76	22.47	25.20	25.64	21.24	16.58	10.84	7.09

Source : ONM

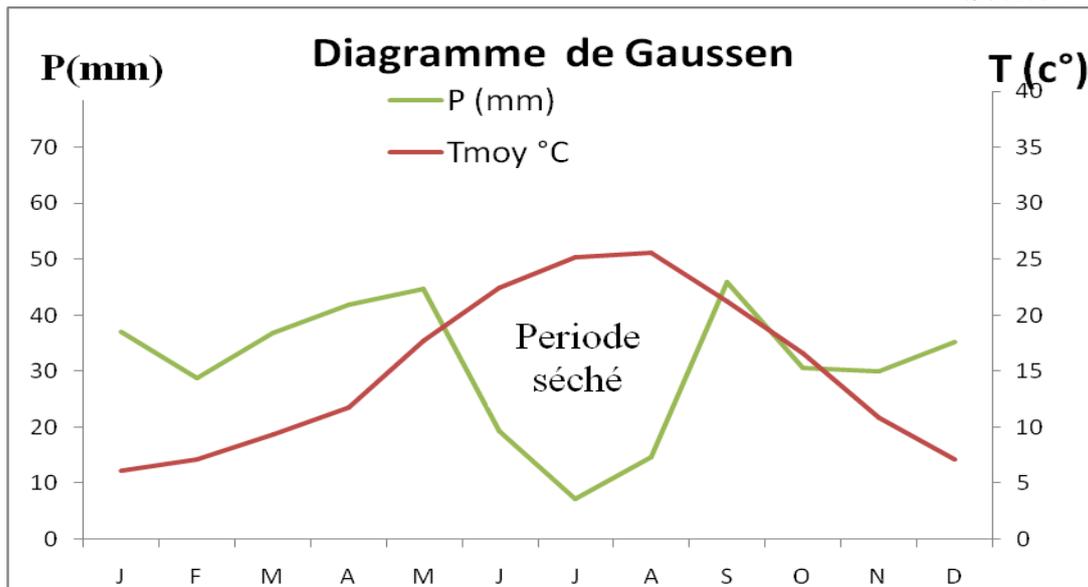


Figure 1.10 : Représentation graphique du diagramme de Gausсен

L'analyse du diagramme sus illustré, permet de constater que la période sèche débute à partir de mi mai et s'étale jusqu'au mois de septembre, ainsi, il y a lieu de conclure que l'irrigation est indispensable courant cette période.

De même pour la période humide où l'irrégularité des précipitations et les quantités modestes de pluies enregistrées durant cette période mènent aussi à mettre en place un programme d'irrigation complémentaire

I.4.9. Indice climatique

La synthèse climatique se fait selon les deux classifications, ci-après :

A-Classification du climat selon l'indice d'aridité DE MARTONE

L'indice d'aridité selon cette classification se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$I = \frac{12P}{T+10} \dots\dots\dots (I.1)$$

Avec :

- I : Indice de DEMARTONE.
- P : Précipitation annuelle totale de la région en mm/an.
- T : Température moyenne annuelle en °C.

Tableau I.8 : Classification du climat selon l'aridité de 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

&. Application numérique

Pour : P = 373 mm, T = 15,10 °C ; On aura, ainsi : $Ia = \frac{373}{15,10+10} = 14,86$

Selon l'indice de DEMARTONE et la classification de climat, il y a lieu de constater que la région en étude est soumise à un régime sec où l'irrigation est fortement recommandée.

B- Diagramme d'EMBERGER

Cette seconde méthode, est fondée sur un diagramme dressé par EMBERGER, qui nous renseigne sur le type de climat, caractérisant une région donnée en égard des facteurs climatiques (températures max ; min et précipitations), ainsi que la nature de la saison hivernale.

Le quotient d'EMBERGER, qui a été projeté sur le diagramme bioclimatique est le suivant :

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

Avec :

- 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 :

$$P = 373 \text{ mm.}$$

$$M = 33,45 + 273 = 306,45 \text{ °K.}$$

$$m = 1,36 + 273 = 274,36 \text{ °K.}$$

On aura :

$$Q = \frac{1000 * 373}{\frac{306.45 + 274.36}{2} (306.45 - 274.36)} = 40.15$$

En utilisant les deux valeurs Q et m, pour définir l'étage bioclimatique sur le diagramme d'EMBERGER, comportant un réseau de lignes séparatrices dans un espace orthonormé portant en ordonnées Q et en abscisse m, comme l'illustre la figure ci-après.

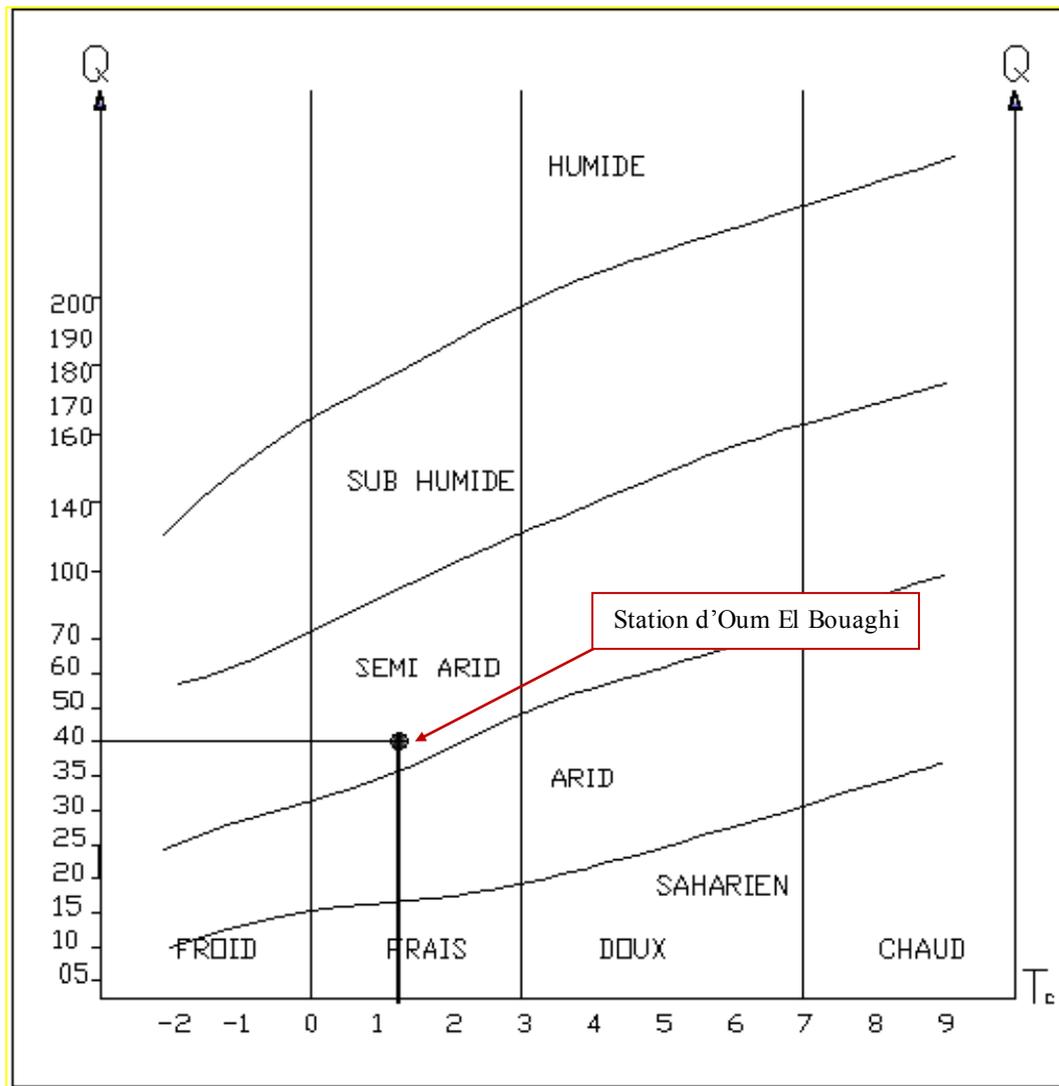


Figure 11 : Représentation graphique du diagramme de d'Emberger

A partir du quotient obtenu et de sa projection sur le diagramme bioclimatique d'Emberger, nous pouvons constater que le climat de cette région d'étude est de type semi-aride à variante fraîche

Conclusion

Il est à conclure que le périmètre d'étude se situe dans une zone caractérisé par un climat semi aride, avec une température évaporation élevés. Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration du dimensionnement du réseau d'irrigation du périmètre d'étude.

Chapitre II

Ressources en eau et en sol

Introduction

Tout développement de la région passe par la rationalisation de ses activités ,ce qui exige une matrice des problèmes de l'eau ; dans cette région l'eau est le facteur limitant du développement économique et surtout de l'activité agricole, c'est pourquoi, il est fondamental de connaître et de maîtriser ce facteur ;il serait ici intéressant de faire une tentative d'évaluation des ressources en eau et en sol car L'étude des caractéristiques du sol, donne une meilleure connaissance des relations entre l'eau et le sol. Du point de vue irrigation, le sol se présente comme un réservoir capable de stocker de l'eau pour la restituer ensuite à la plante au fur et à mesure de ses besoins.

II.1. Ressources en eau

II.1.1. Ressources actuelles d'irrigation

L'irrigation est très insuffisante dans la région en étude, par manque d'eau, voir des exploitations de hautes potentialités agricoles sans aucune ressource, ce qui contraint les agriculteurs a mené à sec leurs cultures ou d'irriguer à partir des eaux usées malgré les risques que traîne cette pratique.

On note que la plus part des exploitants surtout de la zone basse du périmètre en étude pratique ce mode d'irrigation pour faire face à la sécheresse qui sévisse depuis plusieurs années sur la région.

Parmi ces exploitants, un seul dispose d'un puits et pratique l'irrigation d'une parcelle d'orge à partir de ce dernier qui reste insuffisant pour combler à ses besoins, toutefois, l'eau usée épurée constitue pour l'ensemble une ressource très intéressante, du fait que cette eau les épargne de l'utilisation des eaux usées qui présentent beaucoup de risques.

II.1.2. Les eaux de la station d'épuration de la ville d'Oum El Bouaghi

La STEP est située au Sud de la ville d'Oum El Bouaghi à environ 2,7 km de la rocade Sud. Le périmètre en étude se localise en aval de la STEP de la ville d'Oum El Bouaghi. Il est lié à celle-ci par une piste.

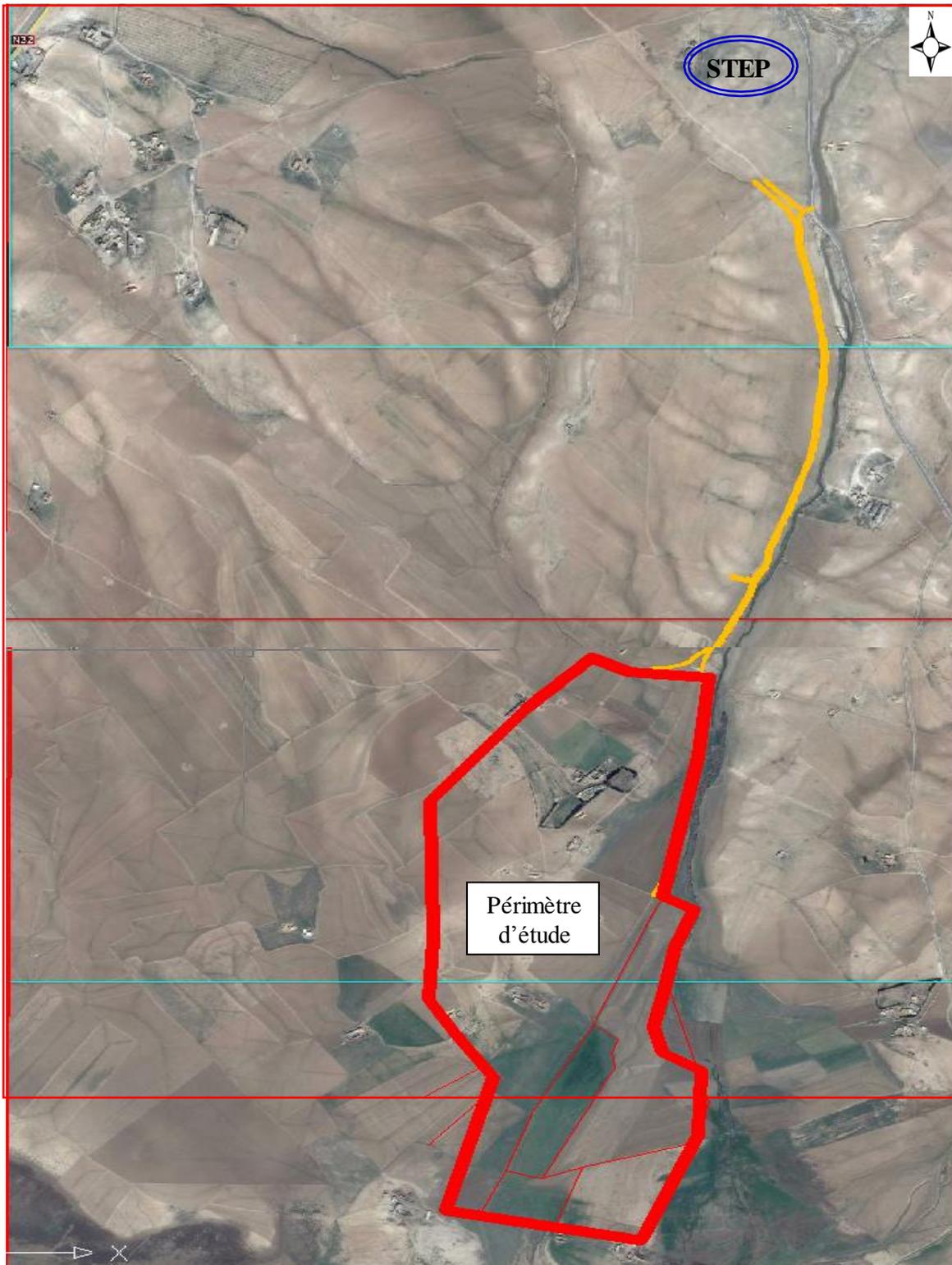


Figure II.1: Image satellitaire (non traitée) du périmètre d'étude par rapport à la STEP d'Oum El Bouaghi (échelle :1/7500)



Figure II.2 : Irrigation par les eaux usées du périmètre d'étude



Figure II.3 : Irrigation par les eaux usées du périmètre d'étude



Figures II.4 : Vue du côté droit de la STEP, en cours de réalisation
Située au Sud de la ville d'Oum El Bouaghi

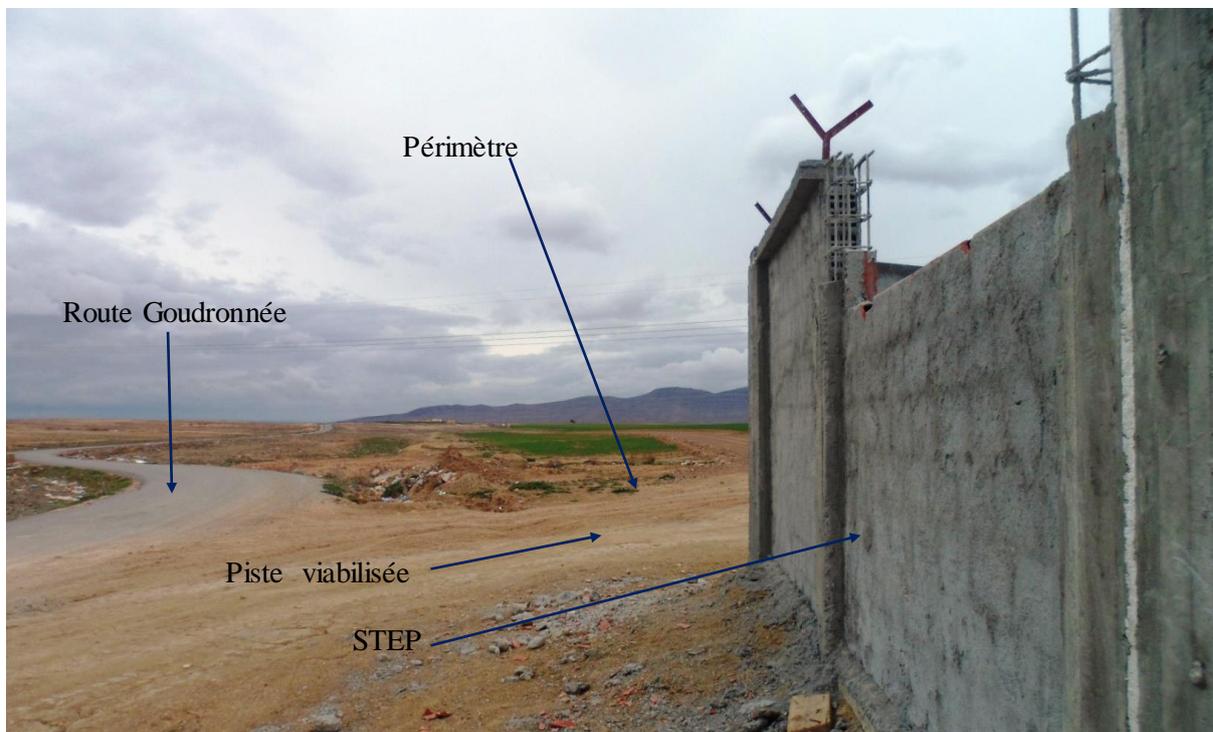


Figure II.5 : Situation de la STEP par rapport au périmètre d'étude

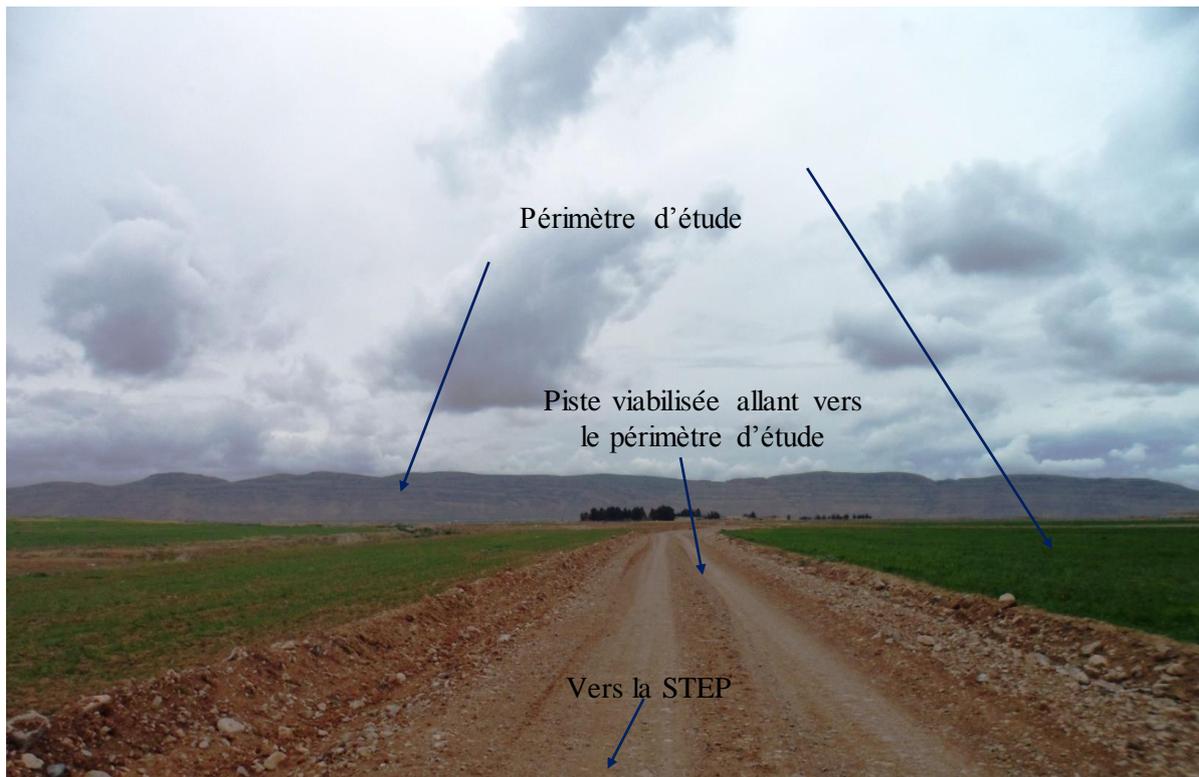


Figure II.6 : Piste viabilisée venant de la STEP vers le périmètre d'étude

II.2. Estimation de la qualité de l'eau

La qualité de l'eau utilisée pour l'irrigation est un paramètre essentiel pour le rendement des cultures, le maintien de la productivité du sol et la protection de l'environnement. Ainsi, les propriétés physiques et chimiques du sol, telles que sa structure et sa perméabilité, sont très sensibles au type d'ions potentiellement échangeables présents dans les eaux d'irrigation.

Ainsi que la STEP est en cours de réalisation, on fait le calcul selon les normes international des eaux épurées adéquatent pour l'irrigation on utilisant les concentrations des éléments physico-chimiques à la sortie de la STEP suivant les normes données dans le tableau ci-après.

II.2.1. Analyses physico- chimiques des eaux épurées selon les normes international des eaux épurées adéquatent pour l'irrigation

Tableau II.1 : Résultats des Analyses physico- chimiques selon les normes international des eaux épurées adéquatent pour l'irrigation (Recommandations de l'USEPA concernant la réutilisation des eaux usées (USPEA ,2004)

Paramètre	Unité	Concentration Maximale admissible
Conductivité (ms/cm)	ds/m	3
pH	-	7.8
T	°C	30
MES	Mg/l	30
DBO5	Mg/l	30
DCO	Mg/l	90
Ca ²⁺	Mg/l	
Infiltration du SAR :		0.2
0 - 3 CE		0.3
3 - 6 CE		0.5
6 - 12 CE	ds/m	1.3
12 - 20 CE		
20 - 40 CE		
Mg ²⁺	Mg/l	3
Na ⁺	Mg/l	3-9
Ca ²⁺	Mg/l	3
Cl ⁻	Mg/l	4-10
SO ₄ ²⁻	Mg/l	

Source : Journal Officiel 2013 de la République Algérienne N°41

II.2.2. La conductivité

La présence des ions confère à l'eau une certaine conductivité c'est à dire une certaine aptitude à conduire le courant électrique, on en conclue que plus la concentration des sels dissout est plus élevée plus la conductivité est grande, elle est mesurée à 25 °C et exprimée en mmhos/cm. On distingue quatre classes de danger de salinité de l'eau en fonction de la conductivité électrique.

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

Classe	CE (mmhos/cm)	Qualité des eaux
C ₁	$CE \leq 0,25$	Eau de risque faible
C ₂	$0,25 < CE \leq 0,75$	Eau de risque moyen
C ₃	$0,75 < CE \leq 2,25$	Eau de risque élevée
C ₄	$CE > 2,25$	Eau de risque très élevée

Remarque :

- C₁ : convient pour toutes les cultures
- C₂ : convient pour les plantes moyennement tolérantes ;
- C₃ : ne convient qu'à des sols bien drainés et des plantes tolérantes ;
- C₄ : eau difficilement utilisable sur sol bien drainé.

L'eau de la STEP prévue pour l'irrigation du périmètre a une conductivité électrique moyenne CE= 0,019 mmhos/cm, ce qui présente un risque faible de salinité de l'eau

II.2.3. Le coefficient d'adsorption du sodium S.A.R

Si l'eau est riche en sodium celui-ci peut se fixer sur le complexe du sol et exercer alors une action défloculation, pour apprécier le risque alcalin, on compare la concentration en ion Na⁺ et celle en ion Ca⁺⁺ et Mg⁺⁺, par la mesure du SAR :

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

Avec :

Na⁺, Ca⁺⁺, et Mg⁺⁺ sont en mg/l.

Quatre classes de danger d'alcalinisation ont été définies en relation avec le risque salin :

Tableau II.2 : Classification des eaux en fonction du S.A.R

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

Application : $SAR = 4,5 / ((3+3)/2)^{0,5} = 2,59 \rightarrow$ Risque faible d'avoir une grande salinité de sol

Si on se réfère au diagramme de classification des eaux d'irrigation, on peut affirmer que notre eau est caractérisée par une salinité très élevée avec un degré d'alcalinité faible (C1, S1).

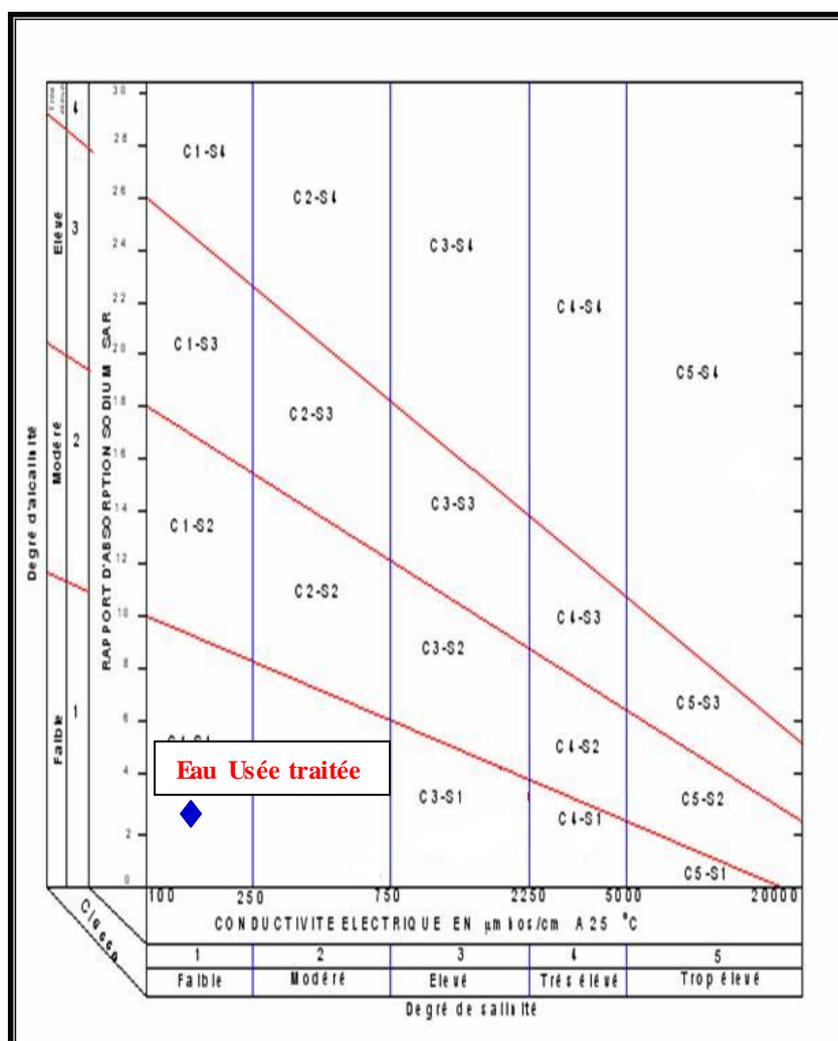


Figure II.7 : Présentation d'un échantillon de l'eau traitée sur le diagramme de classification des eaux d'irrigation

II Ressource en sol

II.1. Levé pédologique

Le périmètre en étude ainsi que sa formation géologique, il a été exécuté six (06) profils de 1,20 m à 1,50 m de profondeurs et de trois (03) horizons par profil, pour une superficie totale étudiée de 120 ha, soit un (01) profil par 20 ha.

* Profil n° 01 :

Coordonnées : $\left\{ \begin{array}{l} X : 10\,571,733 \text{ m.} \\ Y : 8\,909,602 \text{ m.} \\ Z : 490,751 \text{ m.} \end{array} \right.$



Figure II.8 : Profil n° 01 dans le périmètre d'Oum El Bouaghi (source: BECE-Tipaza)

Le profil numéro 01 est caractérisé par un sol de couleur homogène Brun compact avec présence de quelques débris de racines dans la zone superficielle.

Les caractéristiques des différents horizons pris pour les analyses pédologiques sont illustrées dans le tableau ci-après.

Tableau II.3 : Récapitulatif des résultats des analyses pédologiques du profil n° 01

Code laboratoire numéro		1	2	3
Horizons		H1	H2	H3
Profondeur (cm)		0,30	0,70	1,20
Granulométrie (%)	A	25,09	23,79	34,50
	LF	14,98	30,8	39,15
	LG	43,07	31,23	11,45
	SF	14,6	11,62	12,37
	SG	3,29	2,56	2,53
CaCO ₃ Actif (%)		17,75	19,25	23,00

pH	7,68	7,84	8,03
CE (mmhos/cm)	0,413	0,623	0,510
Azote total (%)	0,0096	0,0076	0,008
Potassium (Meq/100g)	16,404	17,105	11,097
C (%)	1,476	1,968	2,46
MO (%)	2,539	3,385	4,231

Source : INSID, Oum El Bouaghi

➔ Interprétation des résultats analytiques des échantillons

Les résultats obtenus montrent que le sol étudié présente les caractéristiques suivantes :

a. Sur le plan physique

Selon le triangle textural du sol, nous avons : Les horizons H1 et H2 sont de texture limoneuse fin, Tandis que l'Horizon H3 présente une texture limoneux-argileuse fine.

b. Sur le plan chimique

- pH : joue un rôle important dans les réactions chimique des sols, Les résultats révèlent un pH basique

- Conductivité électrique (CE) : selon l'échelle de salinité à 25°C, de (Aubert et Guy, 1983) à partir de l'extrait aqueuse au 1/5, donc Les horizons H1 et H3 ne sont pas salés, mais l'horizon H2 est peu salé.

- Matière organique : selon la désignation du sol en fonction du taux de la matière organique, la teneur du sol au niveau du profil numéro 01 est ainsi : l'horizon H1 est moyennement riche, l'horizon H2 est bien pourvu et l'horizon H3 a un taux élevé.

- Calcaire actif : selon les normes d'interprétation de l'INSID, on peut considérer que la teneur de calcaire actif est très chloroses pour les trois horizons.

- P₂O₅ (phosphore anhydride) : selon les normes d'interprétation de la méthode Johret-Hébert on constate que la quantité du phosphore assimilable (P₂O₅) est très faible pour les trois horizons étudiés.

- Azote(N) total : le taux d'azote assimilable est très faible pour les trois horizons étudiés.

- Le Potassium(K) assimilable : selon les normes d'interprétation on constate ce qui suit : les horizons H1 et H2 sont très riches en K assimilable ; alors que l'horizon H3 est moyennement riche en cet élément.

* Profil n° 02 :

$$\text{Coordonnées : } \begin{cases} X : 10\,780,425 \text{ m} \\ Y : 8\,217,168 \text{ m} \\ Z : 489,298 \text{ m} \end{cases}$$



Figure II.9 : Profil n° 02 dans le périmètre d'Oum El Bouaghi (source: BECE-Tipaza)

Le profil numéro 02 est caractérisé par un sol compact de couleur non homogène avec deux couches distincts l'une supérieure brun et l'autre inférieure, brun clair avec présence de quelques débris de racines dans la zone superficielle.

Les caractéristiques des différents horizons pris pour les analyses pédologiques sont illustrées dans le tableau ci-après.

Tableau II.4 : Récapitulatif des résultats des analyses pédologiques du profil n° 02

Code laboratoire numéro		4	5	6
Horizons		H1	H2	H3
Profondeur (cm)		0,30	0,70	1,20
Granulométrie (%)	A	48,08	34,55	38,75
	LF	4,22	4,03	12,97
	LG	15,75	38,51	34,41
	SF	23,75	14,62	9,82
	SG	8,20	8,29	4,05
CaCO ₃ Actif (%)		25,87	28,87	26,62
pH		8,35	8,40	8,51
CE (mmhos/cm)		0,473	0,560	0,464
P ₂ O ₅ (ppm)		traces	traces	traces

Azote total (%)	0,008	0,0064	0,0036
Potassium (Meq/100g)	9,127	7,263	7,523
C (%)	3,192	1,353	1,968
MO (%)	5,501	2,327	3,385

Source : INSID, Oum El Bouaghi

➔ Interprétation des résultats analytiques des échantillons

Les résultats obtenus montrent que le sol étudié présente les caractéristiques suivantes :

a- **Sur le plan physique**

Selon le triangle textural du sol (Soil Survy Manuel), nous avons ce qui suit :

L'horizon H1 a une texture Argileuse.

L'horizon H2 est limoneux- argileuse.

L'horizon H3 est limoneux-argileuse fine.

b- **Sur le plan chimique**

- pH : joue un rôle important dans les réactions chimique des sols, Les résultats révèlent un pH basique. Selon la norme d'interprétation du référentiel pédologique (RP, 1995), il est alcalin pour les trois horizons étudiés.

- Conductivité électrique (CE) : selon l'échelle de salinité à 25°C, de (Aubert et Guy, 1983) à partir de l'extrait aqueuse au 1/5, on peut dégager que le sol est non salé pour les trois Horizons étudiés.

- Matière organique : selon la désignation du sol en fonction du taux de la matière organique, la teneur en matière organique est ainsi : l'horizon H1 a une teneur en MO élevée, l'horizon H2 a une teneur en MO moyenne et l'horizon H3 est bien pourvu en MO.

- Calcaire actif : selon les normes d'interprétation de l'INSID, on peut considérer la teneur de calcaire actif est très chloroses pour tous les trois horizons.

- P₂O₅ (phosphore anhydride) : on constate que la quantité du phosphore assimilable (P₂O₅) est très faible pour les trois horizons étudiés.

- Azote(N) total : le taux d'azote total est très faible pour les trois horizons.

- Le Potassium (K) assimilable : selon les normes d'interprétation on constate que les Horizons H1, H2 et H3 sont moyennement riches on K assimilable.

* Profil n° 03 :

$$\text{Coordonnées} : \begin{cases} X : & 10\,780,425 \text{ m} \\ Y : & 8\,217,168 \text{ m} \\ Z : & 486,877 \text{ m} \end{cases}$$



Figure II.10 : Profil n° 03 dans le périmètre d'Oum El Bouaghi (source: BECE-Tipaza)

Le profil numéro 03 est caractérisé par un sol compact de couleur non homogène avec deux couches distinctes l'une supérieure brune et l'autre inférieure, brune claire avec présence de quelques débris de racines dans la zone superficielle.

Les caractéristiques des différents horizons pris pour les analyses pédologiques sont illustrées dans le tableau ci-après.

Tableau II.5 : Récapitulatif des résultats des analyses pédologiques du profil n° 03

Code laboratoire numéro		7	8	9
Horizons		H1	H2	H3
Profondeur (cm)		0,30	0,70	1,20
Granulométrie (%)	A	35,72	49,62	30,86
	LF	14,37	24,22	23,79
	LG	16,44	7,57	3,40
	SF	23,40	13,63	9,66
	SG	10,07	4,97	32,29
CaCO ₃ Actif (%)		24,75	27,62	23,87
pH		8,24	8,27	8,41
CE (mmhos/cm)		0,349	0,379	0,393
P ₂ O ₅ (ppm)		traces	121.17	traces
Azote total (%)		0,0052	0,0076	0,0056
Potassium (Meq/100g)		17,731	8,733	8,599

C (%)	1,722	2,952	1,599
MO (%)	2,962	5,077	2,750

Source : INSID, Oum El Bouaghi

➔ Interprétation des résultats analytiques des échantillons

Les résultats obtenus montrent que le sol étudié présente les caractéristiques suivantes :

a- Sur le plan physique

Selon le triangle textural du sol, la texture des trois horizons étudiés se présente comme suit :

Elle est limoneuse- argileuse pour les horizons H1 et H3.

Argileuse pour l'horizon H2.

b- Sur le plan chimique

- pH: les résultats du pH révèlent un pH basique (alcalin) pour les trois horizons étudiés selon la norme d'interprétation du référentiel pédologique (RP, 1995).

➔ Conductivité électrique (CE) :

Selon l'échelle de salinité à 25 °C, de (Aubert et Guy, 1983) à partir de l'extrait aqueuse au 1/5, on peut conclure que, le sol est non salé pour les trois horizons.

- Matière organique : selon la désignation du sol et en fonction du taux de la matière organique, la teneur de celle-ci est : bien pourvue pour l'horizon H1. Elevée pour l'horizon H2 et moyennement riche pour l'horizon H3.

- Calcaire actif : selon les normes d'interprétation de l'INSID, on peut considérer que la teneur en calcaire actif est très chlorosée pour les trois horizons.

- P₂O₅ (phosphore anhydride) : selon les normes d'interprétation de la méthode Johret -Hébert on constate que la quantité du phosphore assimilable (P₂O₅) est très faible pour les horizons H1 et H3 et faible dans l'horizon H2.

- Azote(N) total : le taux d'azote total est trop faible pour les trois horizons.

- Le Potassium(K) assimilable : selon les normes d'interprétation on constate que les horizons H2 et H3 sont moyennement riches en K assimilable alors que l'horizon H1 est riche en cet élément.

* Profil n° 4 :

$$\text{Coordonnées : } \begin{cases} X : 10\,780,425 \text{ m} \\ Y : 8\,217,168 \text{ m} \\ Z : 483,648 \text{ m} \end{cases}$$



Figure II.11 : Profil n° 04 dans le périmètre d'Oum El Bouaghi (source: BECE-Tipaza)

Le profil numéro 04 est caractérisé par un sol de couleur homogène brun compact avec présence de débris de racines dans la zone supérieure.

Les caractéristiques des différents horizons pris pour les analyses pédologiques sont illustrées dans le tableau ci-après.

Tableau II.6 : Récapitulatif des résultats des analyses pédologiques du profil n° 04

Code laboratoire numéro		10	11	12
Horizons		H1	H2	H3
Profondeur (cm)		0,30	0,70	1,20
Granulométrie (%)	A	29,69	52,37	40,84
	LF	16,3	13,76	27,94
	LG	28,03	18,62	3,76
	SF	21,99	12,29	17,97
	SG	3,99	2,96	9,12
CaCO ₃ Actif (%)		22,00	23,25	21,87
pH		8,07	8,22	8,48
CE (mmhos/cm)		0,684	0,563	0,682
P ₂ O ₅ (ppm)		traces	traces	123.33
Azote total (%)		0,008	0,0084	0,0092
Potassium (Meq/100g)		81,98	13,45	164,18
C (%)		0,861	2,214	1,107
MO (%)		1,481	3,808	1,904

Source : INSID, Oum El Bouaghi

→ Interprétation des résultats analytiques des échantillons

Les résultats obtenus montrent que le sol étudié présente les caractéristiques suivantes :

a- Sur le plan physique

Selon le triangle textural du sol (Soil Survy Manuel), la texture pour l'horizon H1 est limono-argileuse et argileuse pour les horizons H2 et H3.

b- Sur le plan chimique

- pH : les résultats du pH, révèlent un pH basique (alcalin) pour les trois horizons étudiés selon la norme d'interprétation du référentiel pédologique (RP, 1995).

- Conductivité électrique (CE) : selon l'échelle de salinité à 25 °C, de (Aubert et Guy, 1983) à partir de l'extrait aqueuse au 1/5, on peut dégager ce qui suit : les horizons H1 et H3 sont peu salés et l'horizon H2 est non salé.

- Matière organique : selon la désignation du sol en fonction du taux de la matière organique, la teneur est faible pour les horizons H1 et H3 et bien pourvu pour l'horizon H2.

- Calcaire actif : selon les normes d'interprétation de l'INSID, on peut considérer la teneur de calcaire actif est très chloroses pour tous Les Horizons.

- P₂O₅ (phosphore anhydride) : selon les normes d'interprétation de la méthode Johret -Héber on constate que la quantité du phosphore assimilable (P₂O₅) est très faible pour les horizons H1 et H2 et faible pour l'horizon H3.

- Azote(N) total : le taux d'azote total est très faible pour les trois horizons.

- Le Potassium(K) assimilable : selon les normes d'interprétation, on constate que les horizons H1 et H3 sont riches en K assimilable tandis que l'horizon H2 est moyennement riche pour cet élément.

*Profil n° 05 :

Coordonnées : $\left\{ \begin{array}{l} X : 10\,780,425 \text{ m} \\ Y : 8\,217,168 \text{ m} \\ Z : 482,004 \text{ m} \end{array} \right.$



Figure II.12 : Profil n° 05 dans le périmètre d'Oum El Bouaghi (source: BECE-Tipaza)

Le profil numéro 05 est caractérisé par un sol de couleur homogène brun compact avec présence de débris de racines dans la zone supérieur.

Les caractéristiques des différents horizons pris pour les analyses pédologiques sont illustrées dans le tableau ci-après.

Tableau II.7 : Récapitulatif des résultats des analyses pédologiques du profil n° 05

Code laboratoire numéro		13	14	15
Horizons		H1	H2	H3
Profondeur (cm)		0,30	0,70	1,20
Granulométrie (%)	A	20,38	29,97	35,38
	LF	48,36	20,84	18,25
	LG	6,49	8,73	28,43
	SF	16,38	22,9	11,19
	SG	8,40	17,57	6,76
CaCO ₃ Actif (%)		22,50	21,61	20,75
pH		8,36	8,75	8,61
CE (mmhos/cm)		0,644	0,668	0,688
P ₂ O ₅ (ppm)		105,00	223,33	traces
Azote total (%)		0,0104	0,0064	0,0068
Potassium (Meq/100g)		116,72	206,4	161,56
C (%)		1,353	2,46	0,861
MO (%)		2,327	4,231	1,481

Source : INSID, Oum El Bouaghi

→ Interprétation des résultats analytiques des échantillons

Les résultats obtenus montrent que le sol étudié présente les caractéristiques suivantes :

a- Sur le plan physique

Selon le triangle textural du sol (Soil Survey Manual), la texture pour l'horizon H1 est limoneuse fine. Elle est limoneux-argileuse pour l'horizon H3 et limoneux-argileuse fine pour l'horizon H2.

b- Sur le plan chimique

- pH : est basique (alcalin) pour les trois horizons H1, H2 et H3 selon la norme l'interprétation du référentiel pédologique (RP, 1995).

- Conductivité électrique (CE) : selon l'échelle de salinité à 25°C, de (Aubert et Guy, 1983) à partir de l'extrait aqueuse au 1/5, on peut dégager que : le sol est peu salé pour les trois horizons.

- Matière organique : selon la désignation du sol en fonction du taux de la matière organique, la teneur est moyenne pour l'horizon H1, élevé pour l'horizon H2 et faible pour l'horizon H3.

- Calcaire actif : selon les normes d'interprétation de l'INSID, on peut considérer la teneur de calcaire actif est très chloroses pour tous les trois Horizons.

- P₂O₅ (phosphore anhydride) : selon les normes d'interprétation de la méthode Johret-Hébert on constate que la quantité du phosphore assimilable (P₂O₅) est faible pour l'horizon H1, riche pour l'horizon H2 et très faible pour l'horizon H3.

- Azote(N) total : le taux d'azote total est très faible pour les trois Horizons.

- Le Potassium(K) assimilable : selon les normes d'interprétation on constate que les trois horizons étudiés sont riches en K assimilable.

* Profil n° 06 :

$$\text{Coordonnées : } \left\{ \begin{array}{l} \text{X : } 10\,780,425 \text{ m} \\ \text{Y : } 8\,217,168 \text{ m} \\ \text{Z : } 486,723 \text{ m} \end{array} \right.$$



Figure II.13 : Profil n° 06 dans le périmètre d'Oum El Bouaghi (source: BECE-Tipaza)

Le profil numéro 06 est caractérisé par un sol de couleur homogène brun compact avec présence de racines. Les caractéristiques des différents horizons pris pour les analyses pédologiques sont illustrées dans le tableau ci-après :

Tableau II.8 : Récapitulatif des résultats des analyses pédologiques du profil n° 06

Code laboratoire numéro		16	17	18
Horizons		H1	H2	H3
Profondeur en Cm		0,30	0,70	1,20
Granulométrie (%)	A	33,16	44,19	34,46
	LF	33,42	36,43	25,12
	LG	20,46	8,06	23,07
	SF	10,86	8,78	14,06
	SG	2,09	2,54	3,29
CaCO ₃ Actif (%)		21,75	22,25	22,62
PH (au 1/5)		8,00	8,26	8,26
C.E (mmhos/cm. (1/5)		0,405	0,94	0,499
P ₂ O ₅ (ppm)		0,00	0,00	0,00
Azote total (%)		0,0064	0,006	0,004
Potassium (Meq/100g)		0,00	0,00	0,00
C (%)		1,722	0,984	0,615
MO (%)		2,962	1,693	1,058

Source : INSID, Oum El Bouaghi

➔ Interprétation des résultats analytiques des échantillons

Les résultats obtenus montrent que le sol étudié présente les caractéristiques suivantes :

a- Sur le plan physique

Selon le triangle textural du sol (SoilSurvy Manuel), la texture est limoneux-argileuse fine pour l'horizon H1, argileuse fine pour l'horizon H2 et limoneux-argileuse fine pour l'horizon H3.

b- Sur le plan chimique

- pH: les résultats du PH révèlent un PH basique (alcalin) pour tous les horizons selon la norme d'interprétation du référentiel pédologique (RP, 1995).

- Conductivité électrique (CE): selon l'échelle de salinité à 25 °C, de (Aubert et Guy, 1983) à partir de l'extrait aqueuse au 1/5, on peut dégager que le sol est non salé pour les trois Horizons.

- Matière organique: selon la désignation du sol en fonction du taux de la matière organique, la teneur est moyenne pour l'horizon H1 et faible pour les horizons H2 et H3.

- Calcaire actif: selon les normes d'interprétation de l'INSID, on peut considérer que la teneur en calcaire actif est très chloroses pour les trois horizons du profil n° 05.

- P₂O₅ (phosphore anhydride): selon les normes d'interprétation de la méthode Johret -Hébert on constate que La quantité du phosphore assimilable (P₂O₅) est très faible pour les trois horizons.

- Azote (N) total: le taux d'azote total est très faible pour les trois horizons.

- Le Potassium(K) assimilable: selon les normes d'interprétation on constate que les trois horizons étudiés, sont riches on K assimilable.

- Orientations agricoles

L'interprétation des résultats analytiques du sol, montre que ce dernier présente de moyennes potentialités agricoles, néanmoins certaines recommandations s'imposent :

- Diminuer le taux du calcaire et équilibrer la texture du sol en améliorant le complexe argilo-humique par L'apport de la matière organique (paille, débris végétaux en vert, fumier, ... etc)

- L'amélioration du pH de sol par un apport d'engrais à réaction acide est indispensable.

- L'apport des engrais particulièrement le MAP est impératif, afin de redresser la réserve du sol en éléments chimiques majeurs et apporter les quantités nécessaires pour la culture elle même (fumure de fond et d'entretien).

II.3. Les aptitudes culturales de terrain étudié

II.3.1. Les cultures maraîchères

- La profondeur : supérieure à 50 cm.
- La texture : fine.
- La conductivité électrique : inférieure à 4 ds/m.
- Le taux du calcaire actif : inférieur à 12 %.

Tableau II.9 : Caractéristiques des cultures maraîchères

Paramètres	Salinité (ds/m)	Texture	Profondeur (cm)	Calcaire actif (%)	Hydromorphie
Types de Culture	< 4	Fine	> 50	< 12 %	Nulle
Artichaut	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Oignon	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Navet	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Choux fleur	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Choux Pommé	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Epinards	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Laitue	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Fraisier	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Tomate	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne
Ail	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne
Aubergine	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne
Pastèque	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne
Melon	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne
Piment	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne
Haricot	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne
Concombre	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne
Pois	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne
Pomme de Terre	Inapte	Inapte	Inapte	Inapte	Inapte

Carotte	Inapte	Inapte	Inapte	Inapte	Inapte
Asperge	Inapte	Inapte	Inapte	Inapte	Inapte
Primeurs	Inapte	Inapte	Inapte	Inapte	Inapte

II.3.2 Les cultures céréalières et fourragères

- La profondeur : supérieure à 50 cm.
- La texture : équilibrée à fine.
- La conductivité électrique : inférieure à 4 ds/m.
- Le taux du calcaire actif : inférieur à 25 %.

Tableau II.10 : Caractéristiques des cultures céréalières et fourragères

Paramètres	Salinité en (ds/m)	Texture	Profondeur (cm)	Calcaire actif (%)	Hydromorphie
Type de culture	< 4	Equilibrée à fine	> 50	< 25	Nulle
Fétuque	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Vesce Avoine	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Ray-grass	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Blé dur	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Blé tendre	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Orge	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Luzerne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne
Bersim	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne
Sorgho	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne
Mais	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne

II.3.3. Les cultures arboricoles

- La profondeur : supérieure à 80 cm.
- La texture : fine à très fine.
- La conductivité électrique : inférieure à 4 ds/m.
- Le taux du calcaire actif : supérieur à 12 %.

Tableau II.11 : représente les caractéristiques des cultures arboricoles

Paramètres	Salinité en (ds/m)	Texture	Profondeur (cm)	Calcaire actif (%)	Hydromorphie
Type de culture	< 4	Fine à très fine	> 80	>12	Nulle

Prunier, pêcher	A. moyenne				
Olivier	A. moyenne				
Figuier	A. moyenne				
Abricotier	A. moyenne				
Cerisier	A. moyenne				

II.3.4 Les cultures industrielles :

- La profondeur : supérieure à 80 cm.
- La texture : équilibrée à fine.
- La conductivité électrique : inférieure à 4 ds/m.
- Le taux du calcaire actif : inférieur à 25 %.

Tableau II.12 : représente les caractéristiques des cultures industrielles

Paramètres	Salinité (ds/m)	Texture	Profondeur (cm)	Calcaire actif (%)	Hydromorphie
Type de culture	< à 4	équilibrée à fine	> 80	< 25	Nulle
Betterave à sucre	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Coton	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Tournesol	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne	A. bonne
Tabac	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne
Lin	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne	A. moyenne

II.4 La rotation

C'est l'ordre de succession des cultures sur une même parcelle, elle favorise le maintien de l'équilibre du sol. Il conviendra donc d'alterner des plantes de différentes familles (monocotylédone avec une autre dicotylédone) avec une période de repos ou jachère, il faut donc prévoir une succession de plantes aux besoins différents.

Le maintien de la même culture sur le même sol pendant plusieurs années favorise le développement des parasites et adventices ainsi que l'épuisement du sol.

Conclusion

La texture pour l'ensemble des profils est de type argileux fine, avec un taux très élevé de calcaire actif, un pH alcalin et une carence remarquable en phosphate et en azote en tenir compte des propriétés du sol de la zone d'étude.

Ses aptitudes culturales et les vœux des exploitants, il est proposé d'une part un assolement qui englobe des cultures maraîchères, tel que l'ail ainsi que cette culture représente moins de risques sur la santé humaine tant qu'elle se consomme cuite,

La zone d'étude est une zone qui se caractérise beaucoup plus par l'élevage en particulier celui des ovins, les cultures fourragères et les céréales, principalement l'orge sont primordiales dans le plan de culture du périmètre d'étude, d'autre part une partie est réservée pour l'arboriculture (olivier)

Chapitre III

Etude bibliographique sur la Réutilisation des eaux usées

Introduction

Les eaux usées sont des milieux extrêmement complexes, altérées par les activités Anthropiques à la suite d'un usage domestique, industriel, artisanal, agricole ou autre. Elles sont considérées comme polluées et doivent être donc traitées avant toute réutilisation ou injection dans les milieux naturels récepteurs, c'est pourquoi, dans un souci de son considérées comme polluées et doivent être donc traitées avant toute réutilisation, les étapes de traitement sont détaillé dans ce chapitre.

III.1 Définition dune eau usée

Les eaux usées sont toutes les eaux des activités domestiques, agricoles et industrielles chargées en substances toxiques qui parviennent dans les canalisations d'assainissement. Les eaux usées englobent également les eaux de pluies et leur charge polluante, elles engendrent au milieu récepteur toutes sortes de pollution et de nuisance.

III.2 Origine des eaux usées

- Les eaux usées domestiques.
- Les eaux usées industrielles.
- Les eaux agricoles.
- Les eaux pluviales.

III.3. Caractéristiques des eaux usées**III.3.1. Les paramètres physico-chimiques****III.3.1.1. La température**

La température est un facteur écologique important des milieux aqueux. Son élévation peut perturber fortement la vie aquatique (pollution thermique). Elle joue un rôle important dans la nitrification et la dénitrification biologique. La nitrification est optimale pour des températures variant de 28 à 32 °C par contre, elle est fortement diminuée pour des températures de 12 à 15°C et elle s'arrête pour des températures inférieures à 5 °C.

III.3.1.2 Le potentiel d'Hydrogène (pH)

Les organismes sont très sensibles aux variations du pH, et un développement correct de la faune et de la flore aquatique n'est possible que si sa valeur est comprise entre 6 et 9.

L'influence du pH se fait également ressentir par le rôle qu'il exerce sur les autres éléments comme les ions des métaux dont il peut diminuer ou augmenter leur mobilité en solution pH comprises entre 7,5 et 9.

III.3.1.2. La turbidité

La turbidité est inversement proportionnelle à la transparence de l'eau, elle est de loin le paramètre de pollution indiquant la présence de la matière organique ou minérale sous forme colloïdale en suspension dans les eaux usées. Elle varie suivant les matières en suspension (MES) présentes dans l'eau.

III.3.1.3. Les matières en suspension (MES)

Elles représentent, la fraction constituée par l'ensemble des particules, organiques (MVS) ou minérales (MMS), non dissoutes de la pollution. Elles constituent un paramètre important qui marque bien le degré de pollution d'un effluent urbain ou même industriel. Les MES s'expriment par la relation suivante : $MES = 30 \% MMS + 70 \% MVS$

III.3.1.4. Les matières volatiles en suspension (MVS)

Elles représentent la fraction organique des MES et sont obtenues par calcination de ces MES à 525 °C pendant 2 heures. La différence de poids entre les MES à 105 °C et les MES à 525 °C donne la «perte au feu» et correspond à la teneur en MVS en (mg/l) d'une eau.

III.3.1.5. Les matières minérales (MMS)

Elles représentent le résultat d'une évaporation totale de l'eau, c'est-à-dire son « extrait sec » constitué à la fois par les matières en suspension et les matières solubles telles que les chlorures, les phosphates, etc.

L'abondance des matières minérales en suspension dans l'eau augmente la turbidité, réduit la luminosité et par ce fait abaisse la productivité d'un cours d'eau, entraînant ainsi une chute en oxygène dissous et freinant les phénomènes photosynthétiques qui contribuent à la réaération de l'eau. Ce phénomène peut être accéléré par la présence d'une forte proportion de matières organiques consommatrices d'oxygène

III.3.1.6. La conductivité électrique (CE)

La conductivité est la propriété que possède une eau à favoriser le passage d'un courant électrique. Elle fournit une indication précise sur la teneur en sels dissous (salinité de l'eau). La conductivité s'exprime en micro Siemens par centimètre et elle est l'inverse de la résistivité qui s'exprime en ohm par centimètre. La mesure de la conductivité permet d'évaluer la minéralisation globale de l'eau Sa mesure est utile car au-delà de la valeur limite de la salinité correspondant à une conductivité de 2500 $\mu S/m/cm$, la prolifération de microorganismes peut être réduite d'où une baisse du rendement épuratoire.

III.3.1.7. La demande biochimique en oxygène (DBO5)

La DBO5 comme étant la quantité d'oxygène consommée par les bactéries, à 20 °C à l'obscurité et pendant 5 jours d'incubation d'un échantillon préalablement ensemencé, temps qui assure l'oxydation biologique d'une fraction de matière organique carbonée. Ce paramètre mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction des matières organiques grâce aux phénomènes d'oxydation par voie aérobie. Pour la mesurer, on prend comme référence la quantité d'oxygène consommée au bout de 5 jours ; c'est la DBO5. Elle se résume à la réaction

$$\text{Substrat} + \text{micro organisme} + \text{O}_2 \rightarrow \text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O} + \text{énergie} + \text{biomasse}$$
III.3.1.8 La demande chimique en oxygène (DCO)

La Demande Chimique en Oxygène (DCO) est la mesure de la quantité d'oxygène nécessaire pour la dégradation chimique de toute la matière organique biodégradable ou non contenue dans les eaux à l'aide du bichromate de potassium à 150°C. Elle est exprimée en mg O₂/l. La valeur du rapport DCO/DBO indique le coefficient de biodégradabilité d'un Pour tout l'ensemble des eaux résiduaires.

III.3.2 Les procédés de traitements des eaux usées

Selon le degré d'élimination de la pollution et les procédés mis en œuvre, plusieurs niveaux de traitements sont définis : les prétraitements, le traitement primaire et le traitement secondaire. Dans certains cas, des traitements tertiaires sont nécessaires, notamment lorsque l'eau épurée doit être rejetée en milieu particulièrement sensible.

Une station d'épuration comporte généralement une phase de prétraitement, pendant laquelle les éléments les plus grossiers sont éliminés par dégrillage (pour les solides de grandes tailles), puis par flottaison/décantation (pour les sables et les graisses). Vient ensuite un traitement dit primaire, une décantation plus longue, pour éliminer une partie des MES.

Des traitements physico-chimiques et/ou biologiques sont ensuite appliqués afin d'éliminer la matière organique. Ils sont généralement suivis d'une phase de clarification qui est encore une décantation. Enfin, un traitement des nitrates et des phosphates est exigé en fonction de la sensibilité du milieu récepteur. Il existe également des traitements dits extensifs, comme le lagunage, qui combinent des traitements biologiques, physiques et naturels.

III.3.2.1. Les prétraitements

a) La dilacération

C'est une opération qui concerne essentiellement les eaux résiduaires urbaines, et qui a pour but de déchiqeter ou de désintégrer les matières solides décantables fines, qui peuvent continuer le circuit de l'eau vers le stade de traitement ultérieur et on a :

Pour but de déchiqeter ou de désintégrer les matières solides décantables fines, qui peuvent continuer le circuit de l'eau vers le stade de traitement ultérieur et on la dilacération au fil de l'eau ; la dilacération sous pression.

b) La dégrillage

Le dégrillage consiste à retenir les objets trop volumineux et encombrant qui pourraient dégrader les pompes ou obstruer les canalisations, il existe différents types de dégrillage, le pré-dégrillage avec barreaux espacées de 30 à 100 mm, le dégrillage moyen avec un espacement entre 10 et 30 mm le dégrillage fin dans les barreaux sont espacées de moins de 10 mm, les dégrilleurs sont habituellement implantés en tête de la station. Ces grilles peuvent être de deux types :

✓ Les grilles manuelles

Sont des grilles composées de barreaux généralement inclinés sur l'horizontal de 60 à 80 degrés. Ces grilles sont destinées à de petites collectivités et nécessitent un nettoyage manuel régulier par l'intermédiaire d'un râteau.

✓ Les grilles mécaniques

Quand à elles, fonctionnement par l'intermédiaire d'un nettoyage automatique pouvant être réalisé à l'amont comme à l'aval.

Dans le cas d'un nettoyage à l'amont, deux types de configuration existent avec des grilles courbes et droites, les grilles courbes présentent un axe de rotation permettent d'évacuer les matières retenues par la maille, c'est une peigne amovible en inox, fixé au bout de deux bras rotatif, qui assure un dé colmatage optimal du système en envoyant les déchets dans une benne ce type de grille accepte les débits varient de 10 à 500 m³/h.

c) Le dessablage

Le dessablage a pour but d'extraire des eaux brutes les graviers, les sables et les particules minérales plus ou moins fines, de façon à éviter les dépôts dans les canaux et conduites, ainsi pour protéger les pompes et autres appareils contre l'abrasion et à éviter de surcharger les stades de traitements ultérieurs en particulier les réacteurs biologiques.

L'écoulement de l'eau, à une vitesse réduite, dans un bassin appelé "dessableur" entraîne leur 100 µm.

Lavés avant d'être soit envoyés en décharge, soit réutilisés selon la qualité du lavage. Cette opération concerne les particules minérales de granulométrie supérieure à dépôt au fond de l'ouvrage. Les sables récupérés, par aspiration, sont ensuite essorés.

d) Le dégraissage déshuilage

Les graisses et les huiles étant des produits de densité légèrement inférieure à l'eau Issues non seulement des habitations, mais aussi des restaurants, des garages, des chaussées, Des usines, des abattoirs, ... etc.

Le déshuilage est une opération de séparation liquide-liquide, alors que le dégraissage est une opération de séparation solide-liquide (à la condition que la température de l'eau soit suffisamment basse, pour permettre le figeage des graisses). Ces deux procédés visent à éliminer la présence des corps gras dans les eaux usées, qui peuvent gêner l'efficacité du Traitement biologique qui intervient en suite.

III.3.2.2. Les traitements primaires

Le traitement "primaire" fait appel à des procédés physiques naturels, filtration et décantation plus ou moins aboutie, éventuellement assortie de procédés physicochimiques, tels que la coagulation- floculation.

a- La décantation physique naturelle

La décantation est un procédé qu'on utilise dans, pratiquement, toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux. Son objectif est d'éliminer les particules dont la densité est supérieure à celle de l'eau par gravité. La vitesse de décantation est en fonction de la vitesse de chute des particules, qui elle-même est en fonction de divers autres paramètres Parmi lesquels : grosseur et densité des particules. La base de ces procédés de séparation solide liquide est la pesanteur. L'usage de réactifs coagulants bien qu'ils ne soient pas souvent employés, peut favoriser l'agglomération des petites particules et faciliter leur séparation par décantation. On utilise le terme de décantation lorsque l'on désire obtenir la clarification de l'eau brute ; si l'on veut obtenir une boue concentrée, on parle de sédimentation qui a pour but d'éliminer les matières en suspension de la fraction liquide, en utilisant la seule force qui permet d'alléger les traitements biologiques et physico-chimiques ultérieurs, en éliminant une partie des solides en suspension

b- Les traitements de décantation physico-chimiques

La turbidité et la couleur d'une eau sont principalement causées par des particules très

Petites, dites particules colloïdales. Ces particules, qui peuvent rester en suspension dans l'eau durant de très longues périodes, peuvent même traverser un filtre très fin. Par ailleurs, puisque leur concentration est très stable, ces dernières n'ont pas tendance à s'accrocher les unes aux autres. Pour les éliminer, on a recours aux procédés de coagulation et de floculation. La coagulation a pour but principale de déstabiliser les particules en suspension, c'est-à-dire de faciliter leur agglomération. En pratique, ce procédé est caractérisé par l'injection et la dispersion rapide de produits chimiques : sels minéraux cationiques (sels de fer ou d'aluminium).

La floculation a pour objectif de favoriser, à l'aide d'un mélange lent, les contacts entre les particules déstabilisées. Ces particules s'agglutinent pour former un floc qu'on peut facilement éliminer par les procédés de décantation et de filtration. Ces traitements sont généralement utilisés dans les stations d'épuration de grande capacité, ou dans celles ayant à faire face à de grandes variations de charge dans l'année. La séparation du floc a lieu pendant la phase de clarification (décantation secondaire). Les procédés les plus modernes utilisent du micro sables injectés dans l'effluent, afin d'accélérer la décantation des floes. On parle alors d'élimination à floes lestés.

Les traitements physico-chimiques permettent un bon abattement des virus. Cependant, leur utilisation, et notamment le dosage de sels de fer et d'aluminium, n'est pas toujours bien Optimisée, sinon maîtrisée. Il y a donc un risque de surcoût lié à une mauvaise utilisation, voir un risque environnemental.

c- La filtration

La filtration est un procédé physique destiné à clarifier un liquide, qui contient des matières solides en suspension en le faisant passer à travers un milieu poreux. Les solides en suspension, ainsi retenus par le milieu poreux, s'y accumulent ; il faut donc nettoyer ce milieu turbidité et, indirectement, de certains goûts et odeurs.

La filtration, habituellement précédée des traitements de coagulation-floculation et de décantation, permet d'obtenir une bonne élimination des bactéries, de la couleur, de la de façon continue ou de façon intermittente.

III.3.2.3 Les traitements secondaires ou les traitements biologiques

Dans la grande majorité des cas, l'élimination des pollutions carbonées et azotées

s'appuie sur des procédés de nature biologique, basés sur la croissance de micro-organismes aux dépens des matières organiques "biodégradables" qui constituent pour eux des aliments. Les traitements secondaires également appelés traitements biologiques visent à dégrader la matière organique biodégradable contenue dans l'eau à traiter. Des micro-organismes mis en contact avec l'eau polluée assimilent la matière organique qui, leur sert de substrat de croissance. L'ensemble de la pollution avec les microorganismes vivants forme la liqueur mixte ou boue biologique contenue dans des bassins de traitement biologique. En règle générale, l'élimination complète de la pollution organique de ces bassins se déroule en conditions aérées par des souches aérobies strictes ou facultatives. Plusieurs procédés existent à ce stade du traitement biologique. Ce sont les procédés à culture en suspension ou procédés à boues activées, les procédés à culture fixée (disques biologiques rotatifs, lits bactériens, etc.), les procédés à décantation interne (lagunage), les techniques d'épandage-irrigation, etc.

Le traitement par boues activées est très largement utilisé. Il s'agit d'un réacteur qui contient les eaux à traiter, dans lequel est injectée une boue chargée de bactéries. Les bactéries consomment la matière organique et contribuent aussi à l'élimination de l'azote et du Phosphore. A la sortie du réacteur, l'effluent passe dans un clarificateur. La boue décantée est séparée en deux flux : l'un rejoint le réacteur (ensemencement) et l'autre est évacué vers la filière des boues. L'action des bactéries dans le réacteur nécessite de l'oxygène.

Il ya deux type de traitement :

- ✓ Traitements anaérobies
- ✓ Traitements aérobies

III.3.2.4 Les traitements tertiaires

La désinfection bactériologique et virologique. L'azotée et phosphatée ainsi que la pollution biologique des eaux usées domestiques, ayant déjà subi au préalable de traitement primaires et secondaires qui s'avèrent insuffisants pour arriver au bout de ces polluants. Pour cela les traitements tertiaires s'imposent et deviennent plus que nécessaires, afin de garantir une meilleure protection des milieux naturels récepteurs. Les traitements tertiaires souvent considérés comme facultatif ou complémentaire permettent d'affiner ou d'améliorer le traitement secondaire. De telles opérations sont nécessaires pour assurer une protection complémentaire de l'environnement récepteur ou une réutilisation de l'effluent en agriculture ou en industrie. Les traitements tertiaires visent à améliorer la qualité générale de l'eau.

Leur utilisation s'impose lorsque la nature des milieux récepteurs recevant l'eau dépolluée l'exige. On y distingue généralement les opérations suivantes ; la nitrification-

dénitrification et déphosphoration biologique ou mixte (biologique et physico-chimique) appelés aussi les traitements complémentaires qui visent l'élimination de la pollution élimination biologique de l'azote et du phosphore

❖ **Élimination de l'azote**

Les stations d'épuration classiques, prévues pour éliminer les matières carbonées, n'éliminent que des quantités réduites d'azote présent dans les eaux usées. Pour satisfaire aux normes de rejet en zones sensibles, des traitements complémentaires ou tertiaires doivent être mis en place. L'élimination de l'azote est, le plus souvent, obtenue grâce à des traitements biologiques, de "nitrification-dénitrification" ou par échange d'ions. L'azote subit différentes transformations au cours d'un traitement biologique : passage de la forme nitreuse puis nitrique et de retour à la forme gazeuse. Chacun des composés formés au cours de ces différentes étapes à un poids moléculaire différent. Le suivi de l'évolution de l'azote au cours du traitement ne peut être effectué qu'à partir d'une base commune : le nombre de moles d'azote ou les masses d'azote mises en jeu.

❖ **Élimination du phosphore**

L'élimination du phosphore, ou "déphosphatation", peut être réalisée par des voies physico-chimiques ou biologiques.

La déphosphatation biologique consiste à provoquer l'accumulation du phosphore dans les cultures bactériennes des boues. Les mécanismes de la déphosphatation biologique sont relativement complexes, et leur rendement variable (en fonction notamment de la pollution carbonée et des nitrates présents dans les eaux usées). Dans les grosses installations d'épuration, ce procédé est souvent couplé à une déphosphatation physico-chimique, pour atteindre les niveaux de rejets requis.

❖ **Élimination et traitement des odeurs**

La dépollution des eaux usées produit des odeurs, qui sont parfois perçues comme une gêne par les riverains des stations d'épuration. Les principales sources de mauvaises odeurs sont les boues et leur traitement, ainsi que les installations de prétraitement. Le seuil de tolérance de ces nuisances olfactives est subjectif et aucune norme en matière d'émissions malodorantes n'existe. Cependant, les exploitants de stations d'épuration cherchent à limiter les odeurs dégagées par les traitements.

La conception des stations est le premier élément permettant de limiter l'émission d'odeurs dans le voisinage. Il faut, par exemple, veiller à réduire les surfaces d'échange entre l'air et les

eaux usées.

Ainsi, les ouvrages les plus odorants sont souvent regroupés pour concentrer l'émission d'effluves nauséabonds. Leur couverture est aussi une manière d'atténuer les émissions malodorantes.

Des installations de désodorisation chimique ou biologique sont également mises en place, au sein des stations d'épuration. La désodorisation chimique est la technique la plus utilisée. Les gaz malodorants sont captés puis envoyés dans des tours de lavage, où un liquide désodorisant est pulvérisé. Ces lavages peuvent comporter de la soude, de l'acide et/ou de l'hypochlorite de sodium réactifs qui captent ou neutralisent les mauvaises odeurs.

❖ **Les procédés de désinfections**

A l'issue des procédés décrits précédemment, les eaux sont normalement rejetées dans le milieu naturel. Dans le cadre d'une réutilisation, les eaux usées nécessitent des traitements supplémentaires, essentiellement pour éliminer les micro-organismes qui pourraient poser des problèmes sanitaires. Ce ne sont pas des traitements d'épuration classiques ; par contre ils sont fréquemment utilisés dans les usines de production d'eau potable. On peut donc supposer qu'ils constituent l'aménagement technique minimum d'une station d'épuration en vue d'une Réutilisation.

➤ **Les traitements chimiques de désinfection**

1) Le chlore

C'est un oxydant puissant qui réagit à la fois avec des molécules réduites et organiques, et avec les micro-organismes. Les traitements de purification et de clarification en amont ont une très grande importance pour permettre une bonne efficacité du traitement, et éviter d'avoir à utiliser trop de chlore. D'autant plus que le coût de la déchloration, qui permet de limiter considérablement l'effet toxique de certains produits dérivés formés lors du traitement, est élevé.

2) L'ozone

C'est un procédé de désinfection, il permet l'élimination des bactéries, des virus et des protozoaires. C'est le seul procédé vraiment efficace contre les virus. Les tests de toxicité effectués sur des poissons, des crustacés et des algues n'ont pas permis de mettre en évidence une quelconque toxicité (Cauchi, 1996). On peut également utiliser l'acide péracétique, le dioxyde de chlore et les ferrates. Les traitements physiques de désinfection par les ultraviolets.

Le traitement par rayons ultraviolets utilise des lampes à mercure disposées parallèlement ou perpendiculairement au flux d'eau. Leur rayonnement s'attaque directement aux micro-organismes. Ce traitement est très simple à mettre en œuvre, car il n'y a ni stockage, ni manipulation de substances chimiques et les caractéristiques chimiques de l'effluent ne sont pas modifiées. La durée d'exposition nécessaire est très courte (20 à 30 s). L'efficacité du traitement dépend essentiellement de deux paramètres les lampes et la qualité de l'effluent.

❖ **Traitement et élimination des boues**

Le traitement des boues a pour objectif de :

- ✓ Réduire la fraction organique de diminuer le pouvoir fermentescible des boues et les risques de contamination, ce par la « stabilisation ».
- ✓ Diminuer le volume total des boues afin de réduire le coût d'évacuation, ce par « Déshydratation ».
- ✓ Élimination final des boues par valorisation agricole, incinération, mise en décharge.

Conclusion

On peut dire qu'à partir d'une eau usée et grâce aux procédés de traitements, il est possible d'obtenir toute une gamme d'eaux de qualités différentes. A chacune de ces qualités peut correspondre un usage particulier. Il est clair que les traitements qui existent peuvent réduire les concentrations des polluants sous toutes leurs formes, à des niveaux qui sont actuellement considérés comme non dangereux.

Chapitre IV

Etude hydrologique

Introduction

L'étude hydrologique est nécessaire dans tous les projets d'irrigation. Le présent chapitre a pour but de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquences données, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydro-agricole, tels que :

- Le calcul des besoins des cultures a projetées dans le périmètre.
- Le dimensionnement de réseau de distribution.

IV.1. Choix de la station pluviométrique

L'analyse climatique est faite sur la base des données s'étalant sur une période de 31 ans (1985-2016) et obtenues auprès de l'ANRH (station d'Oum El Bouaghi).

Donc, pour analyser les paramètres climatiques, la station d'Oum El Bouaghi a été sélectionnée. Elle a été choisie parmi les autres stations en raison de son rapprochement relative ainsi que son altitude le plus analogue et dont les données sont les plus complètes et les plus représentatives de la région d'étude.

Tableau IV.1 : Coordonnées géographiques de la station d'Oum El Bouaghi

Station	Code	Coordonnées			Années d'observation
		X	Y	Z (m, NGA)	
Oum El Bouaghi	07 07 18	7°06'58''E	35°52'36''N	950	31

Source : ONM, Oum El Bouaghi

La série d'observation des précipitations moyennes mensuelles de la station pluviométrique d'Oum El Bouaghi est donnée dans le tableau ci-après.

Tableau IV.2 : Pluies moyennes mensuelles observées

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
1982	62,3	73,3	15,5	42,6	26	9	25	72	43	0	0	0	368,7
1983	0	37,9	0	23,7	40,5	37,5	25	5,1	27,3	0	11,7	1,4	210,1
1984	150,3	44	27,5	16,4	79,7	23,2	35,2	72,8	43,4	10	3,8	23,9	530,2
1985	24,7	23,5	4,1	33,2	2,8	18,1	26	18	10,1	15	0	0	175,5
1986	14,5	27	23,3	12	14,5	47,7	49,5	14,9	64,5	0	0	7,3	275,2
1987	49,8	3,7	34,4	7,3	10	34	56,9	59,9	72,8	80,2	23	12,2	444,2
1988	3,2	53,6	6,8	8,1	14,2	57,3	32,2	145,9	21	23,5	4,6	0	370,4
1989	84,1	20,1	19,2	14,2	27,9	44,5	50,7	26,4	77,5	2,9	0	3	370,5
1990	3,8	43	48	46,4	2	5,2	23,9	1,6	10,3	4	1	19,2	208,4
1991	33,9	16	20	20,6	23,5	10,5	77,3	21,7	32,9	1,8	3	12	273,2
1992	108,1	20,8	34,6	36,1	18,3	67,1	46,9	16,4	48,5	2,7	18,2	2,7	420,4
1993	6,9	15,7	25,8	9,2	22	26,6	27,4	25,2	43,6	44,8	4,6	3,5	255,3
1994	33,4	3	65,4	41,5	10,1	20,5	71,9	60,4	77,4	8,9	10	1,6	404,1
1995	29	80	17,5	15,2	34,1	43	70,7	67,5	79,1	7	15,3	5	463,4
1996	5	11,5	9,3	81,2	32,5	20,3	13,2	31,4	14,4	0	0	6	224,8
1997	30,2	72,3	4,5	23	85	9	52,5	15,5	11,8	62	0	4	369,8
1998	188,7	37	32	22	122	136	46	58	66	35	34	15	791,7
1999	8	9	2,5	12	30,2	10	34	40,3	6	26,5	4	4,5	187
2000	35,6	50,8	72,6	50,2	3,3	23,9	28	47,8	48,7	23	0,6	17,7	402,2
2001	69	23,5	94	24	43,2	9,5	17	26	8	33,6	2,7	25,9	376,4
2002	55	12	17,8	18	7,6	5	15	13,7	87	39	0	44	314,1
2003	46,5	19,5	10,1	46,1	50,5	10,5	12	36,5	36	0	0	4	271,7
2004	50,1	17,2	35,7	8,8	57	10,4	12,7	20,8	44,4	0	0	2,9	260
2005	48,7	28,7	98,2	53,7	9,9	18,4	15,7	31,8	12,1	11,8	16,9	87,9	433,8
2006	22,9	60,5	16,8	82,9	151,9	37,3	37	103,6	21,2	29,3	14,6	10,2	588,2
2007	14,7	11,9	138,3	138,7	31,5	8,7	51	21	126,9	87	0	35,3	665
2008	33,4	5,4	13,9	38,1	25,2	39,4	15,3	25,3	2,2	19,5	11,2	11	239,9
2009	19,9	29,1	11,3	89,7	74,6	52,9	8,8	57,1	88,5	6,4	13,2	8	459,5
2010	53,1	30,4	14,3	24,8	11,1	14,8	59,5	48,3	38,3	4,7	0	14,4	313,7
2011	67,7	42,2	15,3	35,4	7,1	23	42,8	18,4	75,7	16	27,4	39,9	410,9
2012	73,9	24	4,2	20	78,8	19,1	66,4	97,2	51,1	1,1	5,2	34	475
2013	19,9	29,1	11,3	89,7	74,6	52,9	8,8	57,1	88,5	6,4	13,2	8	459,5
2014	53,1	30,4	14,3	24,8	11,1	14,8	59,5	48,3	38,3	4,7	0	14,4	313,7
2015	67,7	42,2	15,3	35,4	7,1	23	42,8	18,4	75,7	16	27,4	39,9	410,9
2016	73,9	24	4,2	20	78,8	19,1	66,4	97,2	51,1	1,1	5,2	34	475
Total	46,01	30,53	30,09	35,3	37,0	28,8	36,95	20,61	21,47	6,47	3,07	3,15	

IV.2. Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon. La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique par cette méthode repose sur le procédé suivant:

- On divise la série complète en deux sous séries : X et Y tel que : N_1 et N_2 représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement $N_1 > N_2$.
- On constitue par la suite, la série X union Y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant, on attribue a chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous séries appartient elle.

Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95 % (Touaibia, 2004), si la relation ci-dessous est vérifiée.

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

Avec :

W_x : $|Rang|_x$; W_x : Somme des rangs de sous-séries.

$$W_{min} = \left(\frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} \right) - 1.96 \left(\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (IV.1)$$

$$W_{max} = [(N_1 + N_2 + 1).N_1 - W_{min}] \dots\dots\dots (IV.2)$$

Les résultats du test de Wilcoxon sont détaillés, dans le tableau ci-après, comme suit :

Tableau IV.3 : Test de Wilcoxon

Rang	Série d'origine	Série x	Série y	TRI	x union y
1	368,7	368,7	369,8	175,5	X
2	210,1	210,1	791,7	187	Y
3	530,2	530,2	187	208,4	X
4	175,5	175,5	402,2	210,1	X
5	275,2	275,2	376,4	224,8	X
6	444,2	444,2	314,1	239,9	Y
7	370,4	370,4	271,7	255,3	X
8	370,5	370,5	260	260	Y
9	208,4	208,4	433,8	271,7	Y
10	273,2	273,2	588,2	273,2	X
11	420,4	420,4	665	275,2	X
12	255,3	255,3	239,9	313,7	Y
13	404,1	404,1	459,5	314,1	Y
14	463,4	463,4	313,7	368,7	X
15	224,8	224,8	410,9	369,8	Y
16	369,8		475	370,4	X
17	791,7			370,5	X
18	187			376,4	Y
19	402,2			402,2	Y
20	376,4			404,1	X
21	314,1			410,9	Y
22	271,7			420,4	X
23	260			433,8	Y
24	433,8			444,2	X
25	588,2			459,5	Y
26	665			463,4	X
27	239,9			475	Y
28	459,5			530,2	X
29	313,7			588,2	Y
30	410,9			665	Y
31	475			791,7	Y

A la fin des calculs on obtient : $N1 = 15$, $N2 = 16$

$W_x = 208$; $W_{min} = 189,94$; $W_{max} = 290,06 \rightarrow 189,94 < W_x < 290,06$

D'après les calculs, on voit que la condition de Wilcoxon : $W_{min} < W_x < W_{max}$ est vérifiée, donc la série des précipitations moyenne annuelle de la station d'Oum El Bouaghi est homogène.

IV.3. Traitement des données

La simulation des pluies annuelles avec le logiciel HYFRAN nous donne les résultats suivants :

- Nombre d'observations : 31
- Minimum : 175,50
- Maximum : 791,70
- Moyenne : 366,24
- Ecart-type : 141,97
- Médiane : 369,8
- Cv : 0,38 ; Cs : 1,12 ; Ck : 3,89

IV.4. Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale

C'est la loi la plus étudiée des lois de probabilité usuelles, elle est caractérisée uniquement par la moyenne et l'écart-type, L'ajustement des séries par la loi normale ou loi de Gauss s'adapte bien avec les pluies moyennes annuelles. En effet sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \text{Exp}\left(\frac{-1}{2x\mu^2}\right) du \dots\dots\dots (VI.3)$$

IV.5. Ajustement statistique des pluies

La pluviométrie est souvent ajustable à des lois statistiques très nombreuses, on utilise le logiciel HYFRAN pour la zone d'étude celle qui garantit le meilleur ajustement possible. Les lois d'ajustement les plus communément employées dans le cas de pluies annuelles sont les suivantes :

- Loi de Gauss ou loi normale
- Loi de Galton ou loi log normale

IV.5. 1. Ajustement à la loi normale

Tableau IV.4 : Ajustement à la loi normale

Rivière Harricana à Amos	
Résultats de l'ajustement	
Normale (Maximum de vraisemblance)	
Nombre d'observations: 35	
Paramètres	
mu	377.497

sigma **135.518**

Quantiles

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/q

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.0001	-127	65.3	-254	1.45
2000	0.0005	-68.5	58.7	-184	46.7
1000	0.001	-41.3	55.7	-151	67.9
200	0.005	28.4	48.1	-66	123
100	0.01	62.2	44.6	-25.2	150
50	0.02	99.1	40.8	19.1	179
20	0.05	155	35.4	85.1	224
10	0.1	204	31.1	143	265
5	0.2	263	26.8	211	316
3.3	0.3	306	24.5	259	354
2	0.5	377	22.9	333	422
1.5	0.6667	436	24	389	483
1.25	0.8	492	26.8	439	544
1.1111	0.9	551	31.1	490	612
1.0526	0.95	600	35.4	531	670
1.0204	0.98	656	40.8	576	736

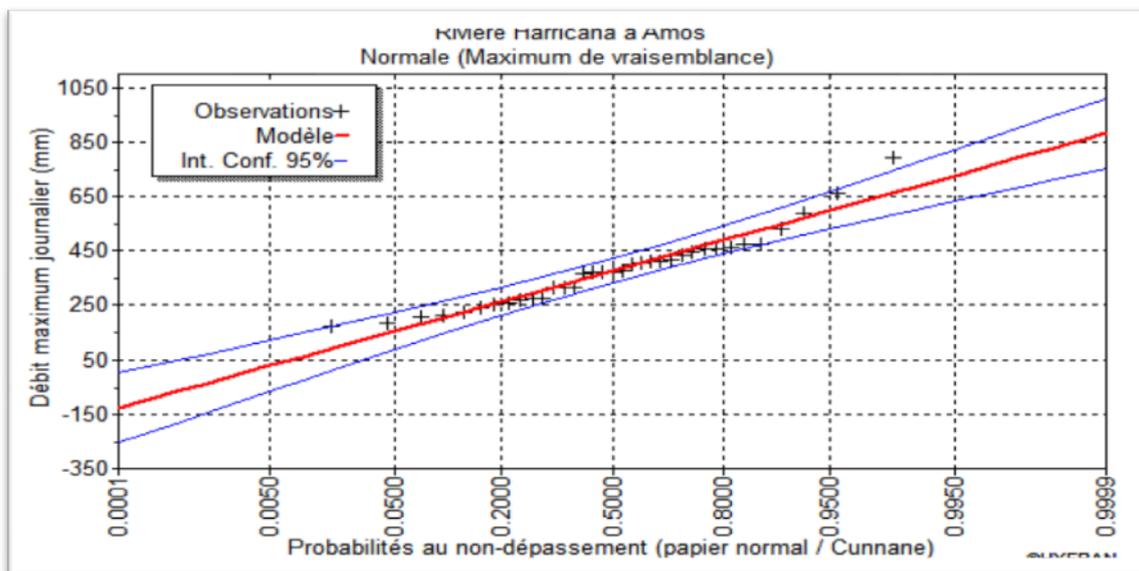


Figure IV.1 : graphique d'ajustement des pluies annuelles à la loi normal

IV.5.2 Ajustement à la loi log-normale :

Rivière Harricana à Amos

Résultats de l'ajustement

Lognormale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 35

Paramètres

mu 5.872615
 sigma 0.35628

Quantiles

q = F(X) (probabilité au non- dépassement)

T = 1/q

Tableau IV.5 : Ajustement à la loi log-normale

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.0001	94.4	16.2	62.6	126
2000	0.0005	110	17	76.7	143
1000	0.001	118	17.3	84.2	152
200	0.005	142	18	107	177
100	0.01	155	18.2	119	191
50	0.02	171	18.3	135	207
20	0.05	198	18.4	162	234
10	0.1	225	18.4	189	261
5	0.2	263	18.5	227	299
3.3	0.3	295	19	258	332
2	0.5	355	21.4	313	397
1.5	0.6667	414	26.1	363	465
1.25	0.8	479	33.7	413	545
1.1111	0.9	561	45.9	471	651
1.0526	0.95	638	59.5	522	755
1.0204	0.98	738	79.2	583	894

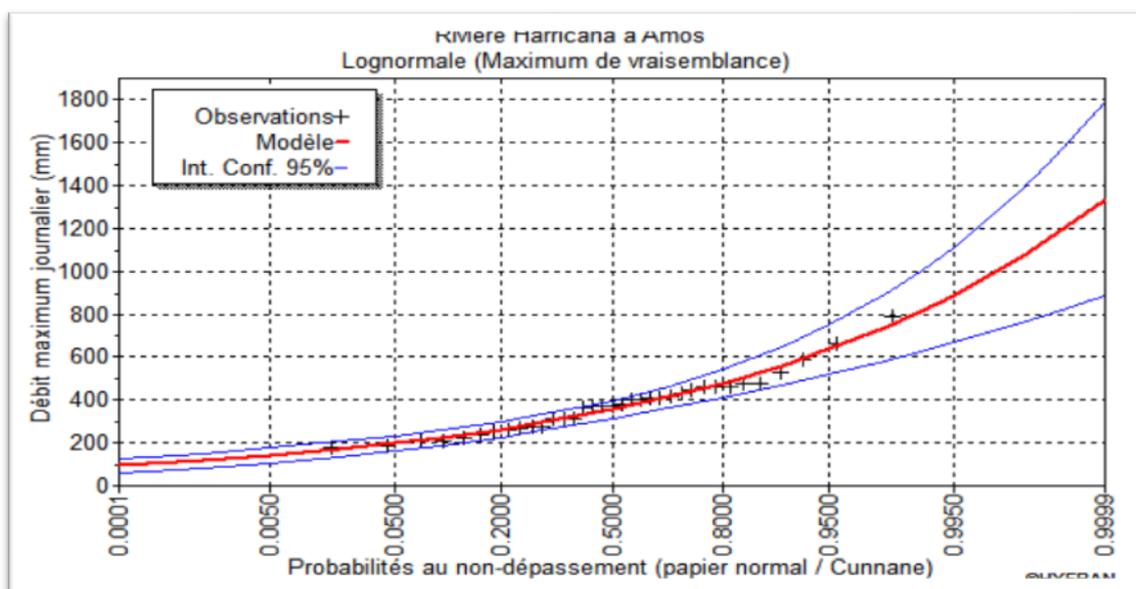


Figure IV.2 : Ajustement des pluies annuelles à la loi log normale

IV.6. 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).

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

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

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

Pour les calculs nous avons utilisé le logiciel HYFRAN.

Tableau IV.6: Résultats du test de Khi carré

	Loi Normale	Loi Log-Normale
Degré de liberté γ	4	4
$\chi^2_{calculé}$	4	2,19
$\chi^2_{théorique}$	9.88	9.88
$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$	Vérifier	Vérifier

D'après le test de Khi carré, la condition de validité d'ajustement est vérifiée donc la série des précipitations moyennes annuelle de la Station d'Oum El Bouaghi est ajustable avec les deux lois à seuil de $(1-\alpha)$ avec $\alpha = 0,05$. Mais visuellement la loi log-Normale s'ajuste mieux aux pluies annuelles par rapport à la loi normale.

IV.7. Détermination de l'année de calcul

La détermination de l'année de calcul a pour but de connaître la pluie mensuelle de probabilité de 80 % qui peut être utilisée par la plante. Puisque la loi log-normale est la plus adéquate, nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne mensuelle représentative de la région.

Pour retrouver la pluviométrie moyenne mensuelle de probabilité 80%, nous utilisons la loi suivante :

$$P_{moy80\% i} = P_{moy i} \frac{P_{théorique(80\%annuelle)}}{P_{théorique(50\%annuelle)}} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

i : mois concernée pour le calcul

D'après le tableau nous trouvons que :

$$P_{\text{théorique}(80\% \text{ annuelle})} = 355 \text{ mm} \quad ; \quad P_{\text{théorique}(50\% \text{ annuelle})} = 263 \text{ mm}$$

Donc :

$$\frac{P_{\text{théorique}(80\% \text{ annuelle})}}{P_{\text{théorique}(50\% \text{ annuelle})}} = 0,74$$

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.7 : Pluviométrie moyenne pour chaque mois en (mm)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P_{moy} (mm)	46,01	30,54	30,09	35,31	37,00	28,79	36,95	41,95	44,83	19,22	7,26	14,73
$P_{\text{moy}80\%}$ (mm)	33,58	22,29	21,96	25,79	27,01	21,01	26,97	30,62	32,72	14,03	5,02	10,75

Conclusion

Dans ce chapitre on a fait L'ajustement des pluies moyennes annuelles est fait à l'aide du Hyfran pour la loi normale et la loi log normale. Ainsi, le test de validité de l'ajustement (χ^2) a montré que la série s'ajuste mieux avec la loi log normale, ce qui nous a conduits à prendre en considération cette loi pour l'estimation des pluies servant au dimensionnement du réseau d'irrigation de la zone d'étude.

Chapitre V

**Calculs des besoins en eau
des cultures**

Introduction

Le présent chapitre, se propose de quantifier les besoins en eau des cultures sur la base des informations définis auparavant, conditionnât la conception de notre projet d'irrigation tels que : les conditions climatiques, systèmes agronomiques, potentialités des sols, l'eau disponible, fertilité des sols.

V.1. Les besoins en eau d'irrigation

Le besoin d'irrigation, est défini comme étant le volume d'eau qui devra être apporté à la culture par irrigation en complément à d'autres ressources naturelle tel que : la pluviométrie, la remonté capillaire et la réserve initial du sol afin de mettre à celle-ci les meilleures conditions d'humidité requises, pour obtenir son rendement maximal.

V.2. L'évapotranspiration potentielle (ET₀)

L'évapotranspiration potentielle (ET₀) est définie comme étant l'ensemble des pertes en eau d'une culture de référence (gazon) couvrant totalement le terrain, ayant une hauteur uniforme de quelques centimètres, à son stade de développement végétatif maximal et suffisamment pourvue en eau.

Dans ces conditions, l'évaporation de référence dépend essentiellement de facteurs climatiques, d'où la désignation parfois adoptée d'évaporation climatique.

De nombreuses formules de calcul de l'évapotranspiration de référence dont les principales sont :

➤ **Formule de Blaney-Criddle**

$$ET_0 = (8,13 + 0,46t) p \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec :

ET₀ : évapotranspiration de référence, en mm/mois.

t : température moyenne mensuelle, en °C.

p : pourcentage d'éclairement, f (Latitude).

➤ **Formule de Turc**

$$ET_0 = 0,4(R_s + 50) (t/t + 15) \dots \dots \dots (V.2)$$

Avec :

R_s : radiation globale, en cal/cm² j ;

Si : R_s n'est pas connu: R_s = R_a(0,18 + 0,62(n/N))

R_a : rayonnement extra-terrestre, en cal/cm²j.

N : durée astronomique possible d'insolation (h/mois).

n : durée d'insolation effective (h/mois).

Ra et N : fonction de la latitude du lieu uniquement.

➤ **Formule de Penman**

$$ETP = \frac{\Delta RN + \gamma Ea}{\Delta + \gamma} \dots\dots\dots (V.3)$$

- ETP : évapotranspiration Potentielle (mm/mois).
- RN : rayonnement net (cal/cm²/mn).
- Δ : la tension de vapeur d'eau saturante.
- γ : constante psychrométrique.
- Ea : c'est l'évaporation qui se produirait si la température de surface était égale à la température de l'air.

V.3. Evapotranspiration maximale ou de culture (ETM)

C'est la valeur réelle de l'évapotranspiration. Le plus souvent, elle est inférieure à l'évapotranspiration potentielle, puisque le sol n'est pas en permanence à sa capacité de rétention. En plus, elle est considérée variable pendant la période de végétation. Elle est donnée par l'expression ci-dessous :

$$ETM = K_c \cdot ET_0 \dots\dots\dots (V.4)$$

K_c : Coefficient cultural.

ET₀ : Évapotranspiration potentielle de référence.

Les résultats de l'évapotranspiration de référence ET₀ calculés à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0 basé sur la formule de Penman-Monteith modifiée, les résultats sont dans le tableau ci-après :

Tableau V.1 : Evapotranspiration de référence (ET₀)

Mois	Temps Min (°C)	Temps Max (°C)	Humidité (%)	Vent (km/h)	Insolation (h/j)	Radiation (mj/m ² /j)	ET ₀ (mm/j)	ET ₀ (mm/mois)
Janvier	1,4	10,9	78	2	5,2	9,0	0,66	20,46
Février	1,6	12,6	73	2	6,3	12,2	1,13	31,64
Mars	3,6	15,1	66	2	7,7	16,7	1,91	59,21
Avril	5,7	17,9	66	2	8,1	20,1	2,73	81,9
Mai	10,8	24,7	59	2	8,9	22,7	3,64	112,84
Juin	14,8	30,0	51	2	9,8	24,6	4,26	127,8
Juillet	17,0	33,4	47	3	10,9	25,9	4,57	141,67
Août	17,8	33,4	50	1	9,6	22,8	3,98	123,38
Septembre	14,9	22,7	62	2	8,1	18,3	2,87	86,1
Octobre	10,4	27,5	65	2	7,3	14,3	1,76	54,56

Novembre	5,3	16,3	74	2	5,8	10,1	0,89	26,7
Décembre	2,4	11,8	80	2	4,9	8,1	0,56	17,36

➔ Commentaire du tableau

D'après le Tableau, on remarque que l'évapotranspiration de référence ETo est élevé dans la période d'été et atteint 4,57 mm/j (141,67 mm/mois) pour le mois de juillet, c'est-à-dire le besoin en eau des cultures augmentent dans cette période.

V.4. Occupation des sols

Une fois les principaux travaux d'aménagement effectués et les équipements réalisés, il y'a lieu d'entamer la mise en valeur agricole proprement dite, laquelle consiste à mettre en place le palmier dattier et faire démarrer les premières campagnes maraichère, céréalière et fourragère, au niveau du périmètre.

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

L'occupation des sols retenue pour le projet est donnée dans le tableau ci-après.

V.5. Détermination des Besoins en eau des cultures

Le besoin en eau d'irrigation, B, est la quantité d'eau que l'on doit apporter à la culture pour être sûr qu'elle reçoit la totalité de son besoin en eau ou une fraction déterminée de celui-ci. Si l'irrigation est la seule ressource en eau, le besoin en eau d'irrigation sera au moins égal aux besoins en eau de la culture et il est souvent plus important en raison des pertes à la parcelle (besoins de lessivage) percolation profonde, inégalité de répartition...etc.).

$$B = ETM - (P_{eff} + RFU) \dots\dots\dots (V.5)$$

D'où :

B : besoin en eau d'irrigation (mm).

ETM: évapotranspiration maximal de la culture (mm).

Peff : pluie efficace (mm).

RFU : réserve facilement utilisable.

L'irrigation est faite lorsque : $B > 0$.

V.5.1. Calcul de la pluie efficace

La pluie efficace est définie comme étant la fraction des précipitations qui contribuent effectivement à la satisfaction des besoins de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface, et par percolation en profondeur, ... Autrement dit la pluie efficace c'est la quantité de la pluie retenue dans la zone racinaire.

Plusieurs méthodes permettent de calculer ces pluies, mais ici nous retenons la méthode de pourcentage détaillée comme suit :

$$\text{Pluies efficaces (en mm/mois)} = A \times \text{Pluies totales (mm/mois)}$$

Avec :

A : coefficient estimé à 0,8.

Les valeurs de précipitations de probabilité de 80% et la pluie efficace (Peff) sont groupées dans le tableau ci-après.

Tableau V.2: Précipitations efficaces dans la zone d'étude

	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
Pluie moyenne (mm)	48,38	28,53	34,75	45,21	48,32	26,36	30,99	40,75	43,43	23,23	7,64	21,45
Pmen80% (mm)	35,3	20,8	25,4	33,0	35,3	19,3	22,6	29,8	31,7	17,0	5,6	15,7
P efficace (mm)	28,28	16,68	20,31	26,43	28,24	15,41	18,12	23,82	25,39	13,58	4,46	12,54
ETP (mm)	86,1	54,56	26,7	17,36	20,46	31,64	59,21	81,9	112,84	127,8	141,67	123,38

V.5.2. 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 s'approche du point de flétrissement, on nomme Réserve Facilement Utilisable (RFU). La quantité d'eau égale à 1/3 ou 2/3 de la RU (Soltner, 1986).

La valeur du RFU est donnée par l'expression suivante :

$$RFU = Y (H_{cc} - H_{pf}) \cdot D_a \cdot Z \dots \dots \dots (V.6)$$

- H_{cc} : humidité à la capacité au champ ;
- H_{pf} : humidité au point de flétrissement ;
- Y : degré de tarissement (généralement 2/3 pour un sol argileux limoneux et 1/3 pour un sol sableux pour les cultures sensibles);
- D_a : densité apparente (1.2) ;
- Z : profondeur d'enracinement mm ;

$$I_{réel} = 0 \text{ car } ETM \gg Peff \dots \dots \dots (V.7)$$

V.5.3. Calcul des doses de lessivage

Vue que le sol de notre périmètre est non salin car la conductivité électrique est très faible d'où le lessivage est négligeable, on ne va pas l'ajouter dans le calcul des besoins

V.6. Calcul des besoins en culture

Les résultats des calculs des besoins en eaux des cultures pour les espèces proposées pour le périmètre d'Oum El Bouaghi, sont illustrés dans les tableaux ci-après.

Tableau V.3 : Besoins en eaux des cultures pour l'olivier

olivier	Jan	Févr	Mar s	Avril	Mai	Jun	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
P men 80%	35.3	19.3	22.6	29.8	31.7	17.0	5.6	15.7	35.3	20.8	25.4	33.0
ETO	20.4 6	31.6 4	59.2 1	81.9	112.8 4	127.8	141.6 7	123.4	86.1	54.5 6	26.7	17.3 6
kc	0.75	0.75	0.50	0.55	0.60	0.80	1.10	1.10	0.90	0.90	0.90	0.80
ETM (mm)	15.3 5	23.7 3	29.6 1	45.05	67.70	102.2 4	155.8 4	135.7 2	77.49	49.1 0	24.0 3	13.8 9
Etc mm/jr	0.50	0.85	0.96	1.50	2.18	3.41	5.03	4.38	2.58	1.58	0.80	0.45
Peff	28.2	15.4	18.1	23.8	25.4	13.6	4.5	12.5	28.3	16.7	20.3	26.4
B nets (mm)	- 12.9 0	8.32	11.4 9	21.23	42.32	88.66	151.3 7	123.1 8	49.21	32.4 3	3.72	- 12.5 4
efficie nce	-	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	-
B brutes mm/ha	-	11.0 9	15.3 2	28.30	56.42	118.2 2	201.8 3	164.2 4	65.62	43.2 4	4.95	-
B brutes (M3/ha)	-	110. 92	153. 17	283.0 3	564.2 4	1182. 16	2018. 32	1642. 38	656.1 7	432. 37	49.5 5	-
B brutes annuels M3/ha						7092. 31						

Tableau V.4 : Besoins en eaux des cultures pour l'orge

Orge	Janv	Fév r	Mar s	Avri l	Mai	Jun	Juil	Aou t	Sep t	Oc t	Nov	Dec
P men 80%	35.3	19.3	22.6	29.8	31.7	17.0	5.6	15.7	35.3	20. 8	25.4	33.0
ETO mm/mois	20.46	31.6 4	59.2 1	81.9	112. 84	127. 8	141. 67	123. 38	86.1	54. 56	26.7	17.3 6
kc	0.50	0.50	1.00	1.15	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0 0	0.30	0.30
Etc= ETM(mm)	10.23	15.8 2	59.2 1	94.1 9	112. 8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0 0	8.01	5.21
Besoin en eau	0.33	0.57	1.91	3.14	3.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0 0	0.27	0.17

(ETM) (mm/jr)												
P.éff	28.24	15.4 1	18.1 2	23.8 2	25.3 9	13.5 8	4.46	12.5 4	28.2 8	16. 68	20.3 1	26.4 3
Besoins nets (mm)=ET M-Peff	-18.01	0.41	41.0 9	70.3 7	87.4 5	- 13.5 8	- 4.46	- 12.5 4	- 28.2 8	- 16. 68	- 12.3 0	- 21.2 2
Besoins nets (mm)	-	0.41	41.0 9	70.3 7	87.4 5	-	-	-	-	-	-	-
(rend 75%)rése au		0.75	0.75	0.75	0.75	-	-	-	-	-	-	-
besoins brutes mm/ha	-	0.55	54.7 9	93.8 2	116. 61	-	-	-	-	-	-	-
besoins brutes M3/ha	-	5.45	547. 91	938. 23	116 6.06	-	-	-	-	-	-	-
Bensoins brute total	2658											

Tableau V.5 : Besoins en eaux des cultures pour les fourrages

Fourrages	Janv	Févr	Mars	Avril	Mai	Jun	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
P men 80%	35.31	20.83	25.37	33.00	35.27	19.25	22.63	29.75	31.70	16.9 6	5.57	15.6 6
ET0 mm/m ois	20.46	31.64	59.21	81.9	112.84	127.8	141.67	123.3 8	86.1	54.5 6	26.7	17.3 6
kc	1.2	1	0.8	0.6	0.8	1.2	0	0	0	0	0.3	0.8
Etc= ETM(m m)=ET 0xKc	24.55	31.64	47.37	49.14	90.27	153.3 6	0.00	0.00	0.00	0.00	8.01	13.8 9
Besoin en eau (ETM) (mm/jr)	0.79	1.13	1.53	1.64	2.91	5.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	0.45
P.éff	28.24	15.41	18.12	23.82	25.39	13.58	4.46	12.54	28.28	16.6 8	20.3 1	26.4 3
Besoin s nets (mm)= ETM- Peff	-3.69	16.23	29.25	25.32	64.89	139.7 8	-4.46	-12.54	-28.28	- 16.6 8	- 12.3 0	- 12.5 4
Besoin s nets (mm)	-	16.23	29.25	25.32	64.89	139.7 8	-	-	-	-	-	-
(rend		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	-	-	-	-	-	-

75%)réseau												
besoins brutes mm/ha	-	21.64	39.00	33.76	86.52	186.38	-	-	-	-	-	-
besoins brutes M3/ha	-	216.39	390.01	337.63	865.15	1863.76	-	-	-	-	-	-
Besoins brutes annuels M3/ha	3673											

Tableau V.6 : Besoins en eaux des cultures pour l'arboriculture

Arboriculture	Janv	Févr	Mars	Avril	Mai	Jun	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
P men 80%	35.31	20.83	25.37	33.00	35.27	19.25	22.63	29.75	31.70	16.96	5.57	15.66
ET0 mm/mois	20.46	31.64	59.21	81.9	112.84	127.8	141.67	123.38	86.1	54.56	26.7	17.36
kc	0.5	0.6	0.8	1.1	1.2	1.3	1.3	1.3	1.2	1	0.6	0.5
ETM (mm)	10.23	18.98	47.37	90.09	135.41	166.14	184.17	160.39	103.32	54.56	16.02	8.68
ETM (mm/jr)	0.33	0.68	1.53	3.00	4.37	5.54	5.94	5.17	3.44	1.76	0.53	0.28
P.éff	28.24	15.41	18.12	23.82	25.39	13.58	4.46	12.54	28.28	16.68	20.31	26.43
Besoins nets	-18.01	3.57	29.25	66.27	110.02	152.56	179.71	147.85	75.04	37.88	-	-
Besoins nets (mm)	-	3.57	29.25	66.27	110.02	152.56	179.71	147.85	75.04	37.88	-	-
Efficienc	-	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	-	-
besoins brutes mm/ha	-	4.76	39.00	88.36	146.70	203.41	239.61	197.13	100.05	50.51	-	-
Besoins brutes annuels M3/ha	10696											

Tableau V.7 : Besoins en eaux des cultures pour l'ail

Ail	Janv	Févr	Mars	Avril	Mai	Jun	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
P men 80%	35.31	20.83	25.37	33.00	35.27	19.25	22.63	29.75	31.70	16.96	5.57	15.66

ET0 mm/mois	20.46	31.64	59.21	81.9	112.8 4	127. 8	141. 67	123.3 8	86.1	54.5 6	26.7	17.36
kc	0.95	0.93	0.88	0.75	0	0	0	0	0	0	0.7	0.85
Etc= ETM(m m)	19.44	29.43	52.10	61.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.6 9	14.76
Besoin en eau (ETM) (mm/jr)	0.63	1.05	1.68	2.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.62	0.48
P.éff Besoin s	28.24	15.41	18.12	23.82	25.39	13.5 8	4.46	12.54	28.28	16.6 8	20.3 1	26.43
nets (mm)= ETM- Peff	-8.81	14.01	33.99	37.61	- 25.39	- 13.5 8	- 4.46	- 12.54	- 28.28	- 16.6 8	- 1.62	- 11.67
Besoin s nets (mm)	-	14.01	33.99	37.61	-	-	-	-	-	-	-	-
(rend 75%) réseau	-	0.75	0.75	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-
Besoin s brutes mm/ha	-	18.69	45.32	50.14	-	-	-	-	-	-	-	-
Besoin s brutes M3/ha	-	186.8 6	453.17	501.4 3	-	-	-	-	-	-	-	-
Besoin s brutes annuel s M3/ha	1141											

Tableau V.8 : Les besoins en eau par culture

Plantes	Besoins brutes en M ³ /ha
Olivier	7 092,31
Orge	2 658

Fourrage	3 673
Arboriculture	10 696
Ail	1 141

Tableau V.9 : les besoins en eaux total des cultures

Désignation	Janv	Févr	Mars	Avril	Mai	Jun	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
ETM	24.55	31.64	59.21	94.19	135.40	166.14	184.17	160.4	103.32	54.56	24.03	14.76
(ETM) (mm/jr)	0.79	1.13	1.91	3.14	4.37	5.54	5.94	5.17	3.44	1.76	0.80	0.48
Peff	28.2	15.4	18.1	23.8	25.4	13.6	4.5	12.5	28.3	16.7	20.3	26.4
Bb mm/h	-3.69	16.23	41.09	70.37	110.01	152.6	179.71	147.85	75.04	37.88	3.72	-11.6
Bb mm/ha	-	21.64	54.79	93.82	146.69	203.42	239.61	197.13	100.06	50.51	4.95	-
Bb M3/ha	-	216.39	547.91	938.23	1466.86	2034.16	2396.09	1971.34	1000.57	505.12	49.55	-
Bt M3/ha	11126.20											

V.7. Débits spécifiques

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

Les débits spécifiques, sont définis d'après les besoins en eau de chaque culture, calculés à partir de la répartition culturale définie dans le dossier agro socio économique de la 1ère phase.

Ces débits permettront de définir les débits à la parcelle et en tête du périmètre. Ils sont définis d'après la formule:

$$q = \frac{B_m}{T.t.3,6.k} \quad (l / s / ha) \dots\dots\dots (V.8)$$

Bm: Besoins mensuels moyenne, c'est est moyenne entre les besoins nettes des 5 cultures, on multipliant par 10 pour avoir les besoins en m³/ha, d'où : Bm =1191.84 m³ha.

T : Temps d'irrigation par jour (12 h / jour).

t : Durée d'irrigation en jours (30 jours).

k : Coefficient d'efficience globale du système d'irrigation (k = 0,75).

Le débit de pointe est donné par le tableau suivant.

Tableau V.11 : caractéristique du périmètre

Entité	Superficie (ha)	Mois de pointe	Débit de pointe (l/s/ha)
Périmètre d'Oum El Bouaghi	120	Juillet	1,22

Le débit du périmètre pris en considération pour le calcul hydraulique est de 1,22 l/s/ha pour le mois de pointe (mois de Juillet).

Conclusion

Il y a lieu de noter que le débit de pointe nécessaire pour l'irrigation du périmètre est de 1,22 l/s/ha ainsi le débit total caractéristique du périmètre est de 146.4 qui peut faire l'objet d'irrigation d'une superficie de l'ordre de 120 ha à partir des eaux usées et épurées de la STEP d'Oum El Bouaghi.

Chapitre VI

Techniques d'irrigation

Introduction

Le choix de mode d'irrigation dépend de certains facteurs techniques et sociologiques, les facteurs techniques englobent le type de culture, le type de sol, la structure parcellaire, la topographie et la qualité d'eau. Les facteurs sociologiques incluent la structure des exploitations, les couts d'investissement, les frais de fonctionnement et l'entretien et les besoins en main d'œuvre. La disponibilité en matériel sur marché national et un autre facteur important en ce qui concerne le choix de la méthode d'irrigation

VI.1. Les Techniques d'irrigation qui existe

Suivant la manière dont l'eau est amenée sur le terrain puis y est distribué, on distingue habituellement trois grands modes d'arrosage :

1. **Irrigation gravitaire** ou l'on fait couler de l'eau par gravité sur la parcelle dans laquelle elle s'infiltré, ou bien l'on amène l'eau dans les besoins submergés ou se font les cultures.
2. **Irrigation par aspersion** dans laquelle l'eau est envoyée sur la parcelle par des asperseurs sous forme d'une pluie artificielle.
3. **Irrigation localisée ou micro irrigation** encore appelée irrigation **goutte à goutte** ou l'eau est distribuée par de nombreux goutteurs ayant chacun un débit très faible mais fonctionnant longtemps, la zone humectée reste ainsi localisée.

VI.2. Technique d'irrigation utilisée dans le périmètre d'Om El Bouaghi 120 ha

✓ **Goutte à goutte** : olivier, arboriculture. ; **Aspersion** : fourragère, orge, ail.

VI.2.1. l'irrigation par aspersion

L'irrigation se fera par une alimentation directe à travers une conduite principale du forage au bassin d'accumulation. Ce système qui consiste à distribuer l'eau sous forme de pluie sur le sol n'exige aucun aménagement préalable de la parcelle à irriguer, et ne pose pas de problème pour la réalisation des différents travaux du sol.

Le dispositif comporte une conduite principale et secondaire fixes, enterrées ou en surface. La conduite secondaire sera munie de bornes sur lesquelles seront branchés les postes d'arrosage proprement dits qui sont semi mobiles (rampes porte rampes et rampes porte asperseurs). Les conduites principale et secondaire ainsi les porte rampes et rampe peuvent être en, PEHD ou PEBD.

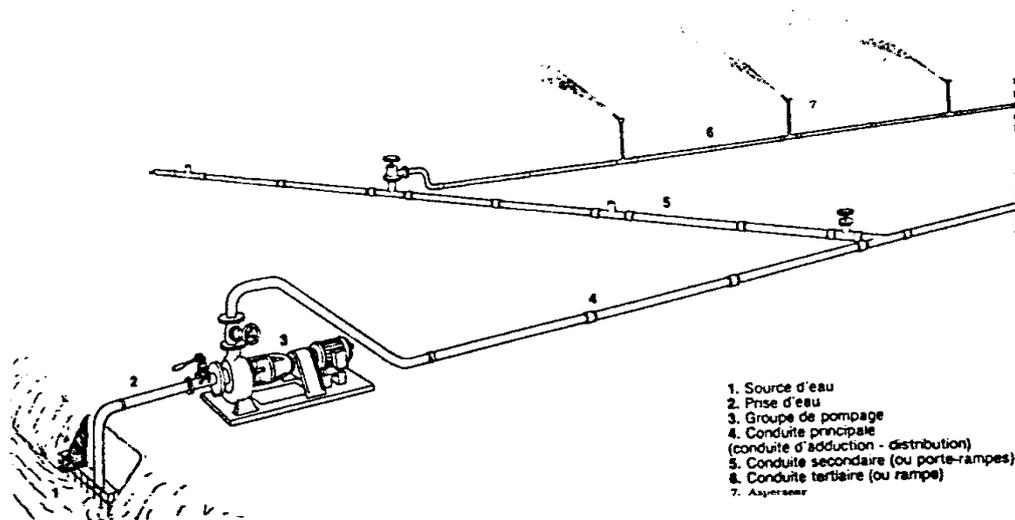


Figure VI.1 : Partie essentielle d'une installation en aspersion

VI.2.2. l'irrigation par goutte à goutte

Dans notre cas, ce type d'irrigation est destiné à l'olivier et l'arboriculture. Il permet une distribution rationnée tout en limitant considérablement les pertes en eau. Ce procédé met directement à la disposition des systèmes racinaires de l'eau à l'aide de distributeurs de faible débit. Ces arroseurs dénommés « Goutteurs » ou « mini diffuseurs » permettent d'assurer une infiltration différentielle de l'eau en hauteur et en largeur, en stabilisant la tension eau-sol à une valeur faible. De tels équipements comprennent :

Une conduite conventionnelle reliant le réservoir aux parcelles, Un dispositif de réglage de pression, soit pour l'ensemble de l'ilot, soit par ha de culture.

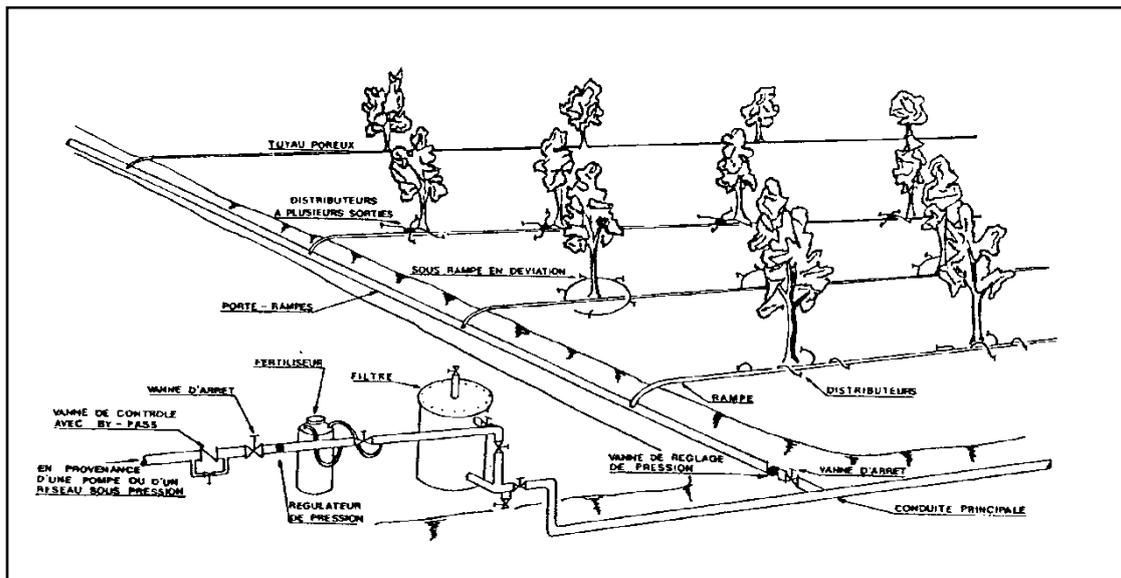


Figure VI.2 : Partie essentielle d'une installation localisée

VI.3. Choix de l'installation

Pour pouvoir choisir telle ou telle installation, il faut étudier certaines contraintes :

VI.3.1. Contraintes techniques

- ❖ La pression disponible.
- ❖ Vitesse de vent.
- ❖ Vitesse d'infiltration limite de sol.
- ❖ Dimension de la parcelle.

VI.3.2. Contraintes agronomiques

- ❖ Type de cultures.
- ❖ Besoins en eau (période de pointe).

VI.3.3. Contraintes pratiques

- ❖ Durée de la période de pointe.
- ❖ Temps de manipulation par jour.

VI.3.4. Contraintes économique

- ❖ Prix de l'installation d'aspersion.
- ❖ Prix de l'énergie nécessaire.

Tenant compte des contraintes cité précédemment, on conclure que :

- La rampe à roue (voljanka) : ne pas s'adapter à notre cas car l'élévation de la conduite au sol est petite par rapport à la taille de la culture.
- La rampe pivotante (type frégate) : elle est destinée aux périmètres dont la pente moyenne inférieure à 5 %, elle s'adapte aux cultures dont la taille des plantes inférieure ou égale à 2,2 m.
- L'arroseur automoteur : nécessite une énorme pression allant jusqu'à 95 m et une pente moyenne inférieure à 3 %.
- Arrosage avec des asperseurs sur des rampes mobiles cette installation est utilisée pour des terrains pentus à faible superficie.

VI.4. Comparaison sur le choix du mode d'irrigation

Après l'analyse multicritère des différents modes d'irrigation, il ressort que :

VI.4.1. L'irrigation par aspersion

Présente **des avantages**, à savoir :

- Bonne adaptation à tous les types de sols.
- Possibilité de contrôle précis des doses appliquées, ce qui permet une bonne efficacité des arrosages (à condition que la technique soit bien maîtrisée par les irrigants).

- Excellente efficacité des réseaux de canalisation qui, avec une efficacité d'arrosage à la parcelle réduit les consommations en eau par rapport à l'irrigation de surface.
- Automatisation très poussée permise par le réseau sous pression.
- Facilité de mesure des consommations d'eau.
- Possibilité de mélanger facilement des engrais et pesticides à l'eau d'irrigation.
- Suppression des surfaces perdues en canaux et rigoles.
- Le matériel gêne rarement les façons culturales, adoptables à tous les cas particuliers.
- Excellent rendement des cultures.
- Bonne adaptation à l'utilisation des eaux salées (pour le cas de l'irrigation localisée).

Mais cette méthode présente **des inconvénients**, à savoir :

- Exige un certain niveau de compétence de la part de l'irrigant.
- Coûts des investissements très élevés.
- Favorise le développement des mauvaises herbes.
- Nécessite d'équipement supplémentaire.
- Mauvaise adaptation pour les eaux salées.

VI.4.2. L'irrigation par goutte à goutte :

Elle présente **des avantages**, à savoir :

- Economie d'eau très importante.
- Economies de mains d'œuvres (système fixe).
- Le non sensibilité aux vents forts.
- Elle permet un dosage régulier en engrais.
- L'humidité au voisinage des racines reste élevée.

Mais cette méthode présente aussi **des inconvénients** :

- Risque d'obstruction des goutteurs.
- Risque de salinisation.
- Nécessite une main d'œuvre qualifiée.
- Coût élevé.

VI.5. Evolution de l'efficacité des différentes techniques d'arrosage par rapport aux conditions du périmètre

Le tableau ci-après présente les résultats de comparaison entre l'irrigation par

aspersion et l'irrigation localisé par rapport aux conditions du périmètre d'étude.

Tableau VI.1 : Comparaison entre l'irrigation par aspersion et l'irrigation localisé par rapport aux conditions du périmètre d'étude

Efficacité par rapport	Technique d'arrosage		Observations
	Aspersion	localisée	
Pente moyenne de 3 %	++	++	++
Sol à texture argileux-limoneux	++	++	++
Uniformité d'arrosage	++	++	++
Economie de l'eau	++	++	++
Sensibilité au vent	-	++	++
Perte d'eau pendant d'arrosage	+	++	++
Lessivage	-	-	-
Eaux salées	-	+	++
Grandes main d'œuvre	-	-	++
Possibilité d'automatisation	+	++	++
Frais d'investissement	-	-	-
Total ++	04	07	08
Total +	02	01	01
Total -	05	03	02

(++) : bien adapté aux paramètres données, (+) : adapté en améliorant quelques paramètres,

(-) : non adapté au paramètres données.

Conclusion

Le choix de mode d'irrigation peut être également influencé par le mode de livraison de l'eau au niveau de l'exploitation, en particulier la distribution d'eau aux prises d'irrigation sous haute pression et à la demande faciliterait en encouragerait l'utilisation de l'irrigation par aspersion.

L'irrigation par aspersion peut être utilisée au niveau de notre périmètre pour les cultures fourragères, l'orge et l'Ail. En effet, la qualité médiocre de l'eau d'irrigation pourrait causer des dégâts sur l'autre culture, quant à l'irrigation localisée le problème de qualité d'eau ne se pose pas donc cette technique peut être appliquée à toute les cultures, dans notre ca on utilisé l'olivier et arboriculture.

Chapitre VII
Etude du système
d'adduction

VII.1 Introduction

Dans ce chapitre un schéma d'aménagement est proposé pour irriguer le périmètre d'Oum El Bouaghi à partir des eaux usées épurées de la STEP de la ville d'Oum El Bouaghi. Ce dernier puisse garantir un approvisionnement fiable pour tous les points du périmètre. Cela conduit aussi à définir le mode de régulation des ouvrages de répartition et de distribution de l'eau.

VII.2 Etude des variantes d'aménagement**VII.2.1. Délimitation des zones à irriguer et allocation des eaux**

Ce périmètre est délimité avec une superficie de 120 ha en fonction de :

- ✓ La ressource disponible, produite par la STEP.
- ✓ La situation géographique du périmètre à l'aval par rapport à la ressource (STEP).
- ✓ La topographie imposée.
- ✓ Critères socio-économiques.
- ✓ Manque des ressources en eaux disponible, en dehors de cette nouvelle ressource.

VII.2.2 Principaux éléments de l'étude des schémas d'aménagement

Une analyse d'un ensemble de variantes d'aménagement pour les adductions par refoulement est fait, des volumes d'eau produite par la STEP, jusqu'aux ouvrages de stockage et la desserte gravitaire à partir de ces derniers vers le futur périmètre.

Le schéma d'aménagement doit s'appuyer sur les principes suivants : l'eau distribuée doit respecter les normes de réutilisation des eaux usées traitée au niveau secondaire à la station d'épuration et est supposée respecter les objectifs de traitement prévus. Ces normes doivent être considérées respectées à la sortie de la station d'épuration, ainsi qu'au niveau des champs des agriculteurs.

a) Réseau d'adduction

Le mode d'adduction de la zone d'étude, consiste à refouler des volumes d'eau nécessaires à l'irrigation, produits par la STEP de la ville d'Oum El Bouaghi, par l'intermédiaire d'une station de pompage projetée vers deux réservoirs jumelés, en béton armé, projetés à un point haut, à proximité de la STEP assurant ainsi la desserte du futur périmètre par voie gravitaire.

b) Réseau d'amenée

L'eau stockée au niveau des réservoirs est acheminée vers le périmètre proprement dit par le biais d'une conduite d'amenée.

Le choix du tracé a été fait en suivant le chemin le plus direct entre la source qui est les réservoirs d'accumulation et le périmètre à irriguer.

➤ Caractéristiques du réseau d'amenée

Le tracé du réseau d'amenée, est opéré sur la base des principes suivants :

- Relier, par le trajet le plus rationnel (le plus court et/ou celui présentant le moins de contraintes de passage et/ou celui qui correspond à la meilleure répartition hydraulique des charges) les différents flots d'irrigation à la source principale d'alimentation, qui est les réservoirs de stockage.
- Eviter autant que possible les zones d'habitations ou de passages difficiles.
- Eviter autant que possible de multiplier les traversées de cours d'eau importants ou d'infrastructures de transport, compte tenu des sujétions et des coûts correspondants.*
- Suivre autant que possible les pistes ou routes existantes.
- Suivre les limites parcellaires et rester en conformité avec les indications de tracé des conduites d'alimentation.

c) Conduites

Le réseau d'irrigation est constitué de trois entités différentes :

- Un réseau d'adduction destiné au transport de l'eau de la STEP aux réservoirs de stockage.
- Une conduite d'amenée destinée au transport de l'eau des réservoirs de stockage vers le périmètre à irriguer. Sur cette partie de réseau, aucun branchement de distribution direct ne peut être raccordé. Cette partie du réseau est nécessairement à gestion centralisée et les structures de gestion doivent disposer des moyens nécessaires pour maintenir cette ossature dans un bon état. Sur le plan rendement cette ossature à généralement des rendements très élevés, de l'ordre de 95 % pour une ossature bien entretenue.
- Un réseau de distribution destiné aux branchements : ce réseau, pourrait être exploité par des associations d'agriculteurs permettant ainsi de réduire la charge de l'administration et de réduire les coûts globaux de gestion et de maintenance. Ce réseau est porteur de l'ensemble des bornes destinées aux exploitants. .

VII.2.3 Matériaux

a) choix des types de conduites

Pour choisir le matériau concernant les conduites on doit tenir compte de plusieurs paramètres technique et économique tel que :

- Le diamètre et la pression supportée.
- Adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- La disponibilité sur le marché local de préférence.
- Le prix unitaire.

Les matériaux les plus utilisés sont :

- Métalliques : fonte ductile, acier.
- Matériaux thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène haute densité (PEHD).

b) Les conduites métalliques

➤ **conduites en fonte ductile**

La fonte est un alliage de fer et de carbone dont la proportion varie entre 2,2 et 4 %.

Elle présente les avantages suivants :

- Bonnes caractéristiques mécaniques: résistance élevée et flexibilité.
- Longévité importante (50 ans).
- Présente une bonne résistance au mouvement du terrain.
- Leur résistance aux pressions peut atteindre 50 bars pour des tuyaux ne dépassent pas 600 mm de diamètre et 40 bars pour des tuyaux de diamètre supérieur.

Les inconvénients de ce matériau sont:

- En joint express.
- Le non disponibilité sur le marché national.
- Lourds et très chères.
- La nécessité des pièces spéciales car les conduites sont généralement assemblées par raccords à emboîtement et à bride.
- La fragilité et la sensibilité à la surcharge et aux mouvements de sous sol qui provoque le déboîtement des conduites.
- Sensible à la corrosion.

➤ **conduites en acier**

Les avantages des conduites en acier se présentent comme suit :

- Une longueur des tuyaux qui variée entre 6 et 16 m suivant les diamètres.

- Souplesse de la manutention de ce matériau.
- Ils peuvent supporter des pressions élevées.
- Bonne étanchéité.
- Disponible sur marché.
- Plus léger que la fonte ductile.
- Par son élasticité s'adapte aux reliefs plus aux moins accidentés.

Les inconvénients de ce matériau sont :

- Une sensibilité à la corrosion des sols agressifs ce qui nécessite une protection cathodique avec une maintenance rigoureuse.
- La pose et le soudage de ce matériau : exigent une main d'œuvre spécialisée ainsi qu'une forte consommation d'énergie.
- L'élasticité de ce matériau peut entraîner une ovalisation de la conduite pendant le transport.

c) les conduites en plastique (thermoplastiques)

Les conduites en matière thermoplastique sont principalement réalisées

➤ **Les conduites en PVC (chlorure de polyvinyle)**

Ces conduites présentent les avantages suivants :

- 5 à 8 fois plus léger que les tubes traditionnels (acier et fonte).
- Faible rugosité.
- Bonne résistance chimique (pas de corrosion ni entartrage).
- La pose facile des conduites.
- La finition des surfaces internes des tubes (lisse) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux.

Les inconvénients des conduites en PVC :

- Risque de rupture.
- Utilisé le plus souvent pour des petits diamètres.

Une pression nominale inférieure à 20 bars.

➤ **Les conduites en PEHD (polyéthylène haute densité)**

Ils présentent les avantages suivants :

- Faible rugosité qui se maintient au long des années.

- Bonnes caractéristiques hydrauliques.
- Montage facile des vannes, des ventouses et des pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité et sans fuites.
- plus souple et moins cher.
- Il résiste à la corrosion et l'entartrage.

Les inconvénients des conduites en PEHD

- Pression de service limitée.

NB : Vu les avantages des conduites en PEHD présentés, nous avons opté pour ce matériau.

VII.2.4. Diamètre

Dans cette étude les diamètres des conduites des variantes d'adduction et de desserte sont définis en tenant compte des conditions suivantes:

A - Desserte gravitaire

Le choix du diamètre de ces conduites, est effectué de telle façon à ce que, la vitesse de l'eau dans les conduites ne dépasse pas les vitesses admissibles (0,50 - 1,80 m/s) pour ne pas provoquer certaines inconvénients d'ordre pratique (risques de coups de béliers violents en cas de changements brusques du régime d'écoulement ou difficultés d'alimenter correctement les points à desservir).

Donc, ayant fixé les limites de la vitesse, le choix du diamètre est revenu à ce que les pertes de charges dans le tronçon de desserte doivent avoir une valeur inférieure à la différence de dénivelé existante entre le point de départ du tronçon et le point d'arrivée le plus défavorable.

Dans ce cas, l'eau est véhiculée vers des points à desservir et assurer une pression suffisante pour l'utilisation d'un équipement d'irrigation qui sera un bassin ou une bêche

B - Conduites de refoulement et station de pompage

Pour les conduites de refoulement, les réservoirs et la station de pompage sont liés économiquement. En effet, plus le diamètre de la conduite n'est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge et l'énergie dépensée seront importantes.

Prenant en considération le précédent, La station projetée dans le cadre de ce dossier a pour fonction d'alimenter les futurs réservoirs afin de desservir l'air d'études avec les moindres dépenses que possible.

Les données de base pour le dimensionnement de la station de pompage, à savoir les débits et la hauteur de refoulement manométrique, sont tirées et calculées à partir du schéma d'aménagement arrêté pour la desserte de l'entité d'étude.

VII.2.5. Description des variantes d'aménagement

➤ Description de la variante 01

Cette variante consiste à projeter un réseau d'adduction par refoulement de la STEP vers les deux réservoirs jumelés $2 \times 2\,000\text{ m}^3$ et une conduite d'amenée de ces derniers vers le périmètre à irriguer proprement dit.

Ainsi, le réseau de distribution est formé de deux grandes mailles liées l'une à l'autre dont l'une sert la partie nord du périmètre et l'autre la partie sud, avec un linéaire total de **6 597 ml**.

➤ Description de la variante 02

Cette variante consiste à projeter de même un réseau d'adduction par refoulement de la STEP vers les deux réservoirs jumelés $2 \times 2\,000\text{ m}^3$ et une conduite d'amenée de ces derniers vers le périmètre proprement dit.

Ainsi le réseau de distribution est formé de réseau ramifié avec un linéaire total de **8 583 ml**.

➤ Avantages et inconvénients

De point de vue itinéraire, le chemin des deux variantes est imposé celui-ci ne rencontre aucun obstacle ou traversées de routes, ainsi le linéaire est identique pour les deux variantes (adduction et amenée).

La différence est située au niveau du linéaire de distribution ajouté à cela le type de réseau qui est ramifié pour la première et maillé pour la deuxième.

En conclusion, l'avantage de la première variante par rapport à la deuxième variante c'est qu'on consomme moins de conduite dans la première variante que celle de la deuxième.

Cependant le réseau de distribution en particulier est moins métrisé dans la première variante surtout en cas des fuites, tandis que dans la deuxième variante celui-ci est mieux métrisé par le fait qu'on peut séparer les deux mailles l'une de l'autre.

Ajoutant à cela, un système d'irrigation par intermittence ou d'un seul tenant dans la deuxième variante alors qu'au niveau de la première variante ne peut se faire.

Tableau VII.1 : Comparaison entre les deux (02) variantes d'aménagement

Désignation	Variante 01	Variante 02
Traversées d'oued et châaba	-	-
Traversées de routes et chemin de fer	-	-
Linéaire conduite d'amenée	1 885	1 885
Linéaire conduite de distribution	4 712	6 698
Type de réseau	Ramifié	Maillé
Total du réseau	6 597	8 583

❖ **La variante d'aménagement maintenue**

Deux variantes d'aménagement du réseau d'irrigation du périmètre en étude ont été proposées et débâtées dont une variante à été écartée s'agissant de la variante n° 01 dont le système d'aménagement du réseau d'irrigation est de type ramifié.

Le modèle de conception du système d'irrigation à partir de la STEP d'Oum El Bouaghi se présente comme suit : un réseau d'adduction reliant la station de pompage au réservoir de stockage jumelé 2 x 2 000 m³, une conduite d'amené de ce dernier vers le périmètre à irriguer proprement dit et un réseau de distribution maillés avec une linéaire total de 8 583 ml.

VII.3. Calcul hydraulique

VII.3.1. Adduction par refoulement

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise en première approximation les deux formules approchées de BRESS et de BONNIN:

- Formule de BRESSE

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \dots\dots\dots(VII.1)$$

- Formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(VII.2)$$

D : diamètres économique ; Q : débit à élever en m³/s.

Remarque : La formule de BONNIN n'est valable que pour les petits linéaire (longueur des conduites de refoulements ≤ 1 Km (1 000 mètres) alors que celle de BRESSE est valable pour les grands linéaires (longueurs des conduites de refoulements dépassent les 1 Km), donc dans notre cas, on adopte la formule de BONNIN

Perte de charge

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction.

- ✓ Pertes de charge linéaires.
- ✓ Pertes de charge singulières.

Les premières sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations elles sont déterminées par la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H = J \times L \dots\dots\dots(VII.3)$$

Avec :

- ✓ L : Longueur géométrique de la conduite (m).
- ✓ J : Gradient de perte de charge.

$$J = \frac{\lambda}{D_h} \frac{V^2}{2g} L \dots\dots\dots(VII.4)$$

- ✓ D_h : Diamètre hydraulique de la conduite qui est égal au diamètre forcé (m) ;
- ✓ V : Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (m/s) ;
- ✓ g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;
- ✓ λ : Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend de la nature du régime d'écoulement.

En régime turbulent λ est donné par la formule de NIKURADSE :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \dots\dots\dots(VII.5)$$

Avec :

- ✓ ε : rugosité de la conduite en mm.
- ✓ D : diamètre de la conduite (mm).

Au régime transitoire λ est déterminé à partir de l'abaque de MOODY.

A la première approximation λ est donné par la formule de NIKURADSE.

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section ...etc.

Généralement estimées à 15 % des pertes de charge linéaires, les pertes de charge totale le long de la conduite sont :

$$\Delta h_t = \Delta H_L + \Delta H_S = \Delta H_L + 0,15 \Delta H \dots\dots\dots(VII.6)$$

$$j = 1,15 \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g} L \dots\dots\dots(VII.7)$$

➤ **La rugosité**

□ la rugosité absolue à l'état neuf du PEHD est donnée comme suit :

- ✓ Pour les diamètres $D \leq 200$ mm, $\epsilon = 0,01$ mm.
- ✓ Pour les diamètres $D > 200$ mm, $\epsilon = 0,02$ mm.

Et comme le calcul des adductions est fait a long terme une majoration des rugosités sera prise en compte, dont les valeurs sont :

- ✓ Pour les diamètres $D \leq 200$ mm, $\epsilon = 0,02$ mm.
- ✓ Pour les diamètres $D > 200$ mm, $\epsilon = 0,04$ mm.

Hauteur manométriques

La hauteur manométrique totale est la somme de perte de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_t \dots\dots\dots(VII.8)$$

Avec :

Hg : hauteur géométrique.

ΔH : pertes de charge totale.

➤ **Simulation du réseau d'adduction à l'aide de logiciel EPANET**

Avec EPANET, on a tracé le réseau d'adduction représenté par la figure VII.1 qui se compose d'une bache d'eau, cette dernière a une capacité de 35 m³ aspiré par 3 pompes, chacun refoule 50 l/s plus une pompe de secoure où on a représenté sur le schéma une seul avec un debit 150 l/s vers un reservoir de stockage et ce dernier distribue l'eau au perimètre graviterment grâce à une pente élevée.

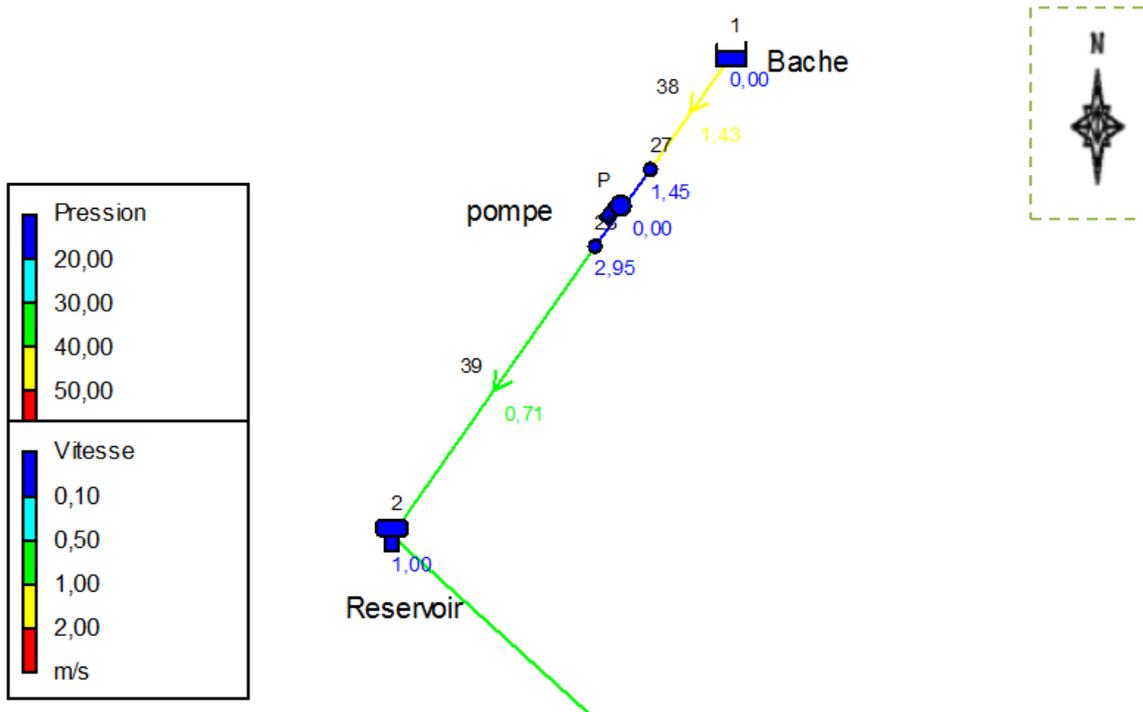


Figure VII.1 : Réseau d'adduction simulé avec EPANET

Le tableau ci-après représente les caractéristiques de la station de pompage.

Tableau VII.2 : les caractéristiques de la station de pompage

Tronçon	SP-R
Nature de la conduite	PEHD
DN Ext (mm)	600
DN Int (mm)	515.6
Rugosité de la conduite ξ en (mm)	0.04
Coefficient de frottement λ	0.01129
Débits (l/s)	150
Vitesse d'écoulement (m/s)	Va=1.43
	Vb =0.71
Longueur de la conduite ml	La=10 m
	Lr=290 m
Perte de charges singulières (m)	h _s = 0.02788
Perte de charge linéaire (m)	h _l = 0.1859
Perte de charge totale (m)	h _t = 0.21387
Hg (m)	13.5 m
Hmt réelle	13.71387 m
HMT mce	20 m
Temps de pompage (h)	16 h

VII.3.2. Découpage du périmètre en îlots d'irrigation

Le terme « Ilot d'irrigation » décrit l'unité Hydro – agricole alimentée par une seule prise d'irrigation. La prise (ou borne) d'irrigation représente le point limite du système de distribution ou l'administration du réseau d'irrigation intervenant dans la gestion de l'eau.

Le découpage des îlots devrait être effectué en respectant les principes suivants :

- Les limites des îlots suivant les limites de parcelles telles qu'elles sont indiquées sur les plans parcellaires.
- Une limite d'un îlot ne doit pas diviser une exploitation ou propriété d'un seul tenant à moins que la taille de celle –ci dépasse la superficie maximum admise pour un îlot.

- Dans le cas où une grande exploitation privée doit – être divisée en deux îlots ou plus, ces îlots sont la mesure du possible de la même taille.

VII.3.3 Rôle et fonction de la borne d'irrigation

La borne d'irrigation constitue un appareil compact, plus particulièrement étudié pour les réseaux fonctionnant à la demande, et cumulant les fonctions suivantes :

- Desserte de l'eau à un ou plusieurs usagers disposant chacun d'une prise individuelle.
- Régulation de la pression avale, de manière à assurer au matériel mobile d'irrigation des conditions de fonctionnement stable, quelque soit l'état de la demande sur le reste du réseau.
- Limitation du débit prélevé, et comptage des volumes débités par chaque prise.

VII.3.4 Choix de tracé

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

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

VII.3.5. Calcul des débits des ilots

Le but est de définir les débits nécessaires que le système d'irrigation doit véhiculer pour reprendre à la demande en eau des cultures .le débit spécifique est défini d'après les besoins en eau de chaque culture, évalués précédemment à partir de la répartition culturale.

Ce débit à été évalué dans (Chapitre 4) à :

$$qs = 1,22 \text{ l/s/ha} \dots\dots\dots (VII.9)$$

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

$$Qb = qs \cdot S \dots\dots\dots (VII.10)$$

Avec :

Qb : Débit de chaque ilot (l/s)

qs : Débit spécifique (l/s/ha)

S : Superficie de l'ilot (ha)

VII.3.6. Choix du diamètre de la borne

Le périmètre d'irrigation sera aménagé en parcelles, chaque parcelle desservit par une borne d'irrigation et à partir de cette dernière les exploitants peuvent raccorder pour irriguer. Les bornes seront alimentées par un réseau de conduites secondaire et principales à partir du réservoir existant. Pour cela on a opté pour des bornes de diamètre 65 mm a fin de faciliter la réalisation.

Tableau VII.3 : Choix du diamètre de la borne

Débit fourni	Diamètre de la borne
$Q < 11,11$ l/s	D = 65 mm
$11,11$ l/s $< Q < 22,22$ l/s	D = 100 mm
$22,22$ l/s $< Q < 33,33$ l/s	D = 150 mm
$Q > 33,33$ l/s	D = 200 mm

Les résultats du calcul du débit de du chaque ilot d'irrigation sont présentés dans le tableau VII.3.

Tableau VII.4 : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre de la borne.

N ° d'ilot	N ° de parcelle	Surface de parcelle (ha)	Surface d'ilot (ha)	N ° de borne	D ébit de prise (l/s)	Débit de borne (l/s)	Diamètre à la borne (mm)
1	1	1,18	1,18	B1	1,4396	1,4396	65
2	2	5,69	5,69	B2	6,8198	7,6128	65
3	3	7,74	7,74	B3	9,4428	9,4428	100
4	4	0,54	0,54	B4	0,6588	0,6588	65
5	5	14,24	14,24	B5	17,3728	17,3728	100
6	6	1,01	1,01	B6	1,2322	1,2322	65
7	7	4,59	4,59	B7	5,5998	5,5998	65
8	8	1,48	1,48	B8	1,8056	1,8056	65
9	9	3,02	3,02	B9	3,6844	3,6844	65

10	10	1,44	1,44	B10	1,7568	1,7568	65
11	11	1,73	1,73	B11	2,1106	2,1106	65
12	12	1,97	1,97	B12	2,4034	2,4034	65
13	13	5,80	5,80	B13	7,0700	7,0796	65
14	14	8,49	8,49	B14	10,3578	10,3578	100
15	15	2,81	2,81	B15	3,4282	3,4282	65
16	16	5,21	5,21	B16	6,3562	6,3562	65
17	17	3,37	3,37	B17	4,1100	4,1100	65
18	18	6,21	6,21	B18	7,5762	7,5762	65
19	19	4,73	4,73	B19	5,7706	5,7706	65
20	20	14,19	14,19	B20	17,3118	17,3118	100
21	21	2,69	2,69	B21	3,2818	3,2818	65
22	22	2,52	2,52	B22	3,0744	3,0744	65
23	23	6,89	6,89	B23	8,4058	8,4058	65
24	24	1,51	1,51	B24	1,8422	1,8422	65
25	25	2,34	2,34	B25	2,8548	2,8548	65
26	26	2,55	2,55	B26	3,111	3,111	65
27	27	1,86	1,86	B27	2,2692	2,2692	65
28	28	3,25	3,25	B28	3,965	3,965	65

VII.3.7. Pression demandé aux bornes d'irrigation

L'expression ci-dessous, définit la pression affectée aux bornes d'irrigation pour un bon fonctionnement des appareils d'irrigation.

$$P_B = P_a + r \dots\dots\dots(VII.11)$$

Dans la quelle :

P_B : Pression à la borne.

P_a : Pression pour le fonctionnement de l'asperseur simple.

r : Marge de sécurité = 1bar.

VII.4. Simulation du réseau de distribution par le logiciel EPANET

EPANET peut faire la simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit

dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud le niveau de l'eau dans les réservoirs, Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

VII.4 .1. Tracé du réseau

Pour la visibilité des données du réseau (débit et pression) on a représenté le réseau de distribution en 4 parties, on collaboration avec les tableaux affiché en dessous.

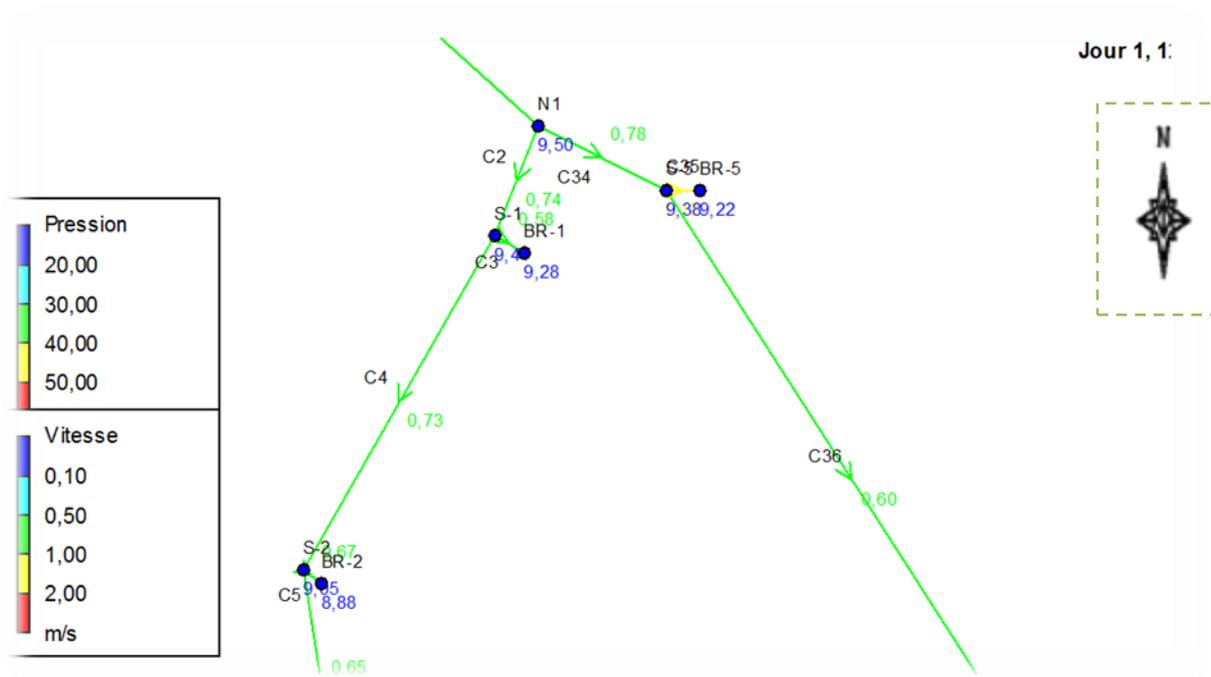


Figure VII.2 : Première partie du Réseau de distribuassions simulé par EPANET

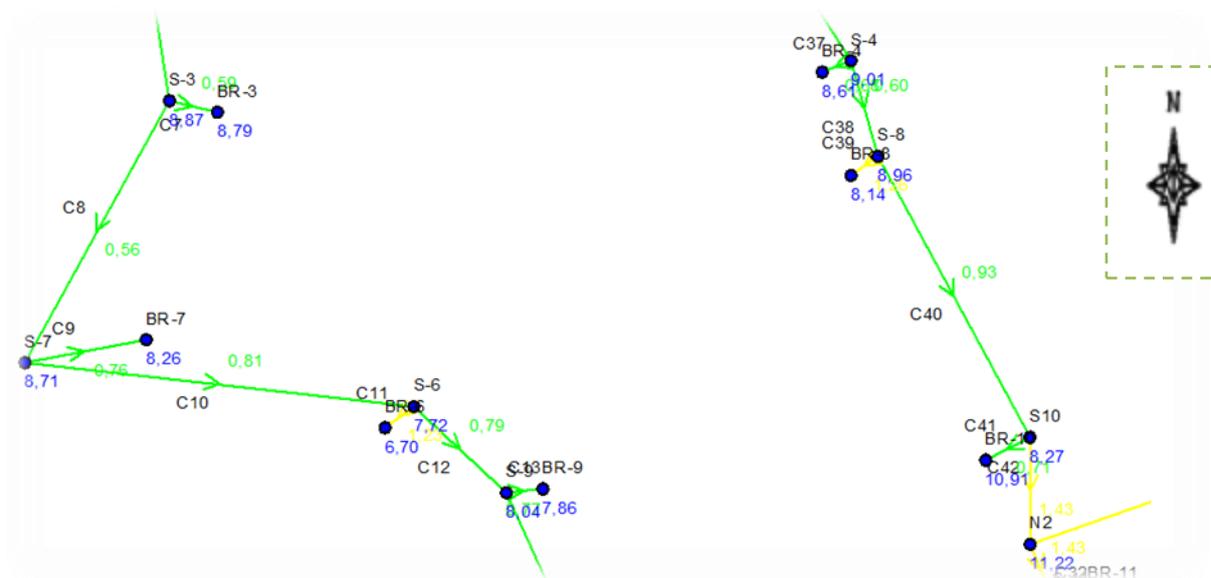


Figure VII.3 : Deuxième partie du Réseau de distribuassions simulé par EPANET

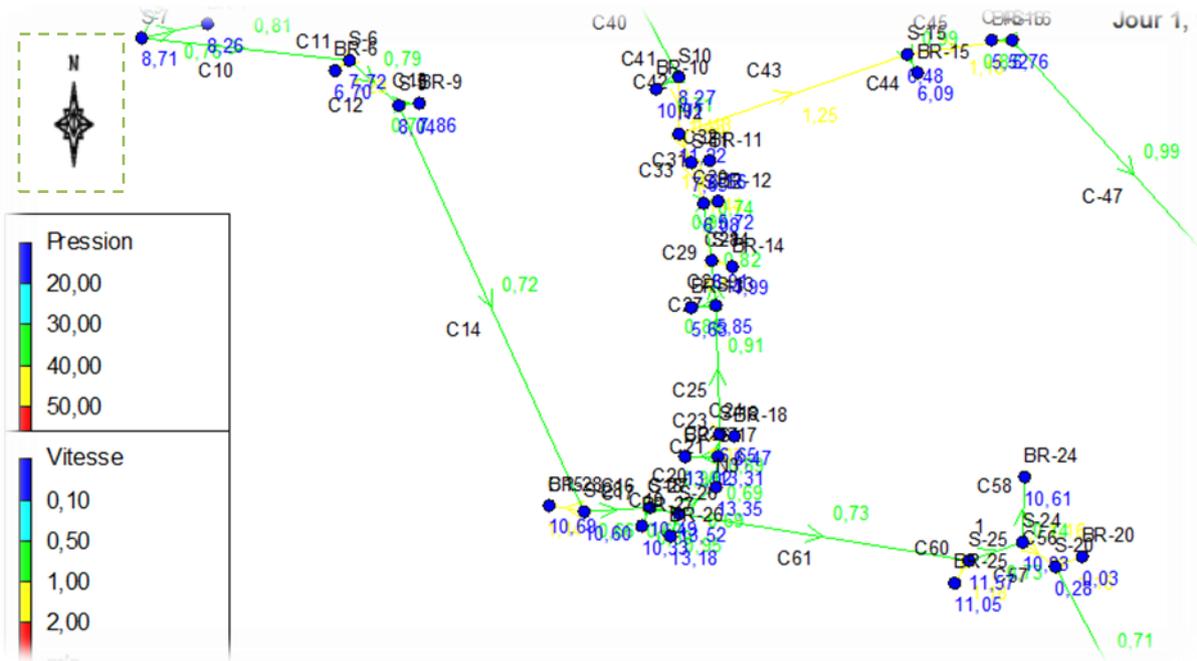


Figure VII.3 : Troisième partie du Réseau de distribuassions simulé par EPANET

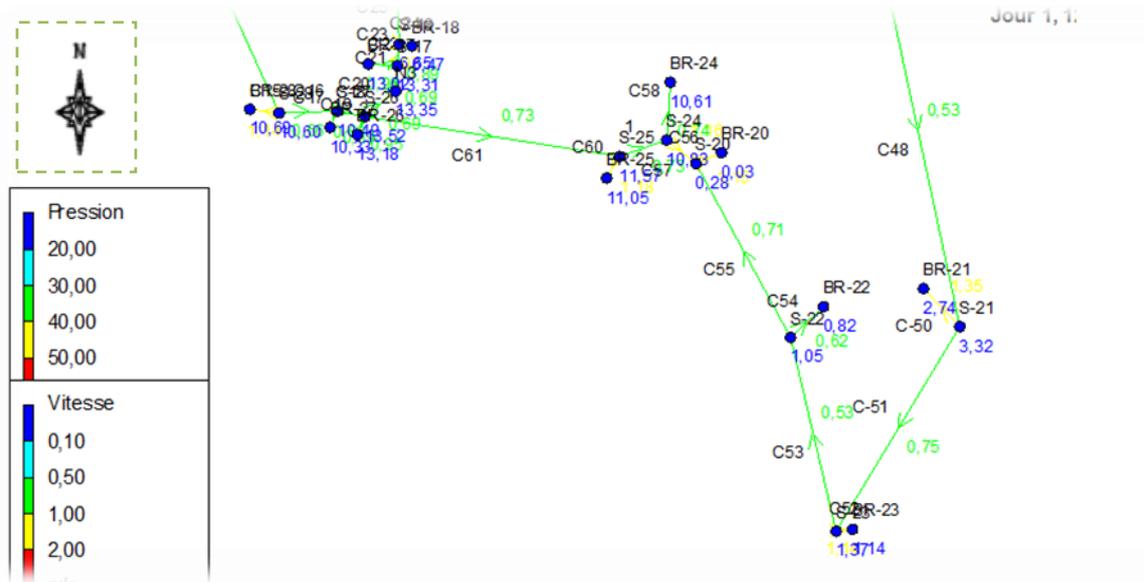


Figure VII.4 : Quatrième partie du Réseau de distribuassions simulé par EPANET

VII.4.2 Caractéristiques des conduites de réseau

Tableau VII.5 : Caractéristiques des conduites de réseau

ID Arc	Longueur	Diamètre	Diamètre normalisé	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert. Charge Unit.
	m	mm	mm	mm	LPS	m/s	m/km
R-N1	1820	440,6	500	0,04	148,96	0,98	1,63
N1-S1	72	352,6	400	0,04	72,52	0,74	1,27
S1-BR1	18	55,4	63	0,02	1,39	0,58	7,41
S1-S2	293	352,6	400	0,04	71,13	0,73	1,22
S2-BR2	47	110,2	125	0,02	7,63	0,67	3,78
S2-S3	191	352,6	400	0,04	63,5	0,65	0,99
S3-BR3	31	141	160	0,02	9,15	0,59	2,41
S3-S7	211	352,6	400	0,04	54,35	0,56	0,74
S7-BR7	74	96,8	110	0,02	-5,56	0,76	6,06
S7-S6	245	277,6	315	0,04	48,79	0,81	1,97
S6-BR6	23	35,2	40	0,02	1,2	1,23	51,33
S6-S9	97	277,6	315	0,04	47,59	0,79	1,88
S9-BR9	23	79,2	90	0,02	3,78	0,77	7,96
S9-S28	541	277,6	315	0,04	43,81	0,72	1,61
S28-BR28	23	66	75	0,02	-3,92	1,14	20,7
S28-S27	112	277,6	315	0,04	39,9	0,66	1,36
S27-BR27	24	79,2	90	0,02	-3,4	0,69	6,58
S27-S26	36	277,6	315	0,04	36,5	0,6	1,15
S26-BR26	29	79,2	90	0,02	-4,7	0,95	11,85
S26-N3	87	220,4	250	0,04	-26,45	0,69	1,97
N3-S17	24	220,4	250	0,04	-26,45	0,69	1,97
S17-BR17	24	79,2	90	0,02	-4,71	0,96	11,9
S17-S18	28	176,2	200	0,02	21,74	0,89	3,95
S18-BR18	17	96,8	110	0,02	-7,56	1,03	10,61
S17-S13	151	141	160	0,02	-14,18	0,91	5,36
S13-BR13	28	96,8	110	0,02	6,36	0,86	7,74
S13-S14	61	110,2	125	0,02	-7,82	0,82	6
S14-BR14	26	96,8	110	0,02	10,34	1,41	18,9
S14-S12	61	66	75	0,04	2,52	0,74	9,77
S12-BR12	18	55,4	63	0,02	2,39	0,99	19,78

S12-S11	50	66	75	0,02	-4,91	1,44	31,4
S11-BR11	22	44	50	0,02	2,12	1,4	49,17
S11-N2	20	79,2	90	0,02	7,03	1,43	24,87
N1-S5	90	352,6	400	0,04	76,45	0,78	1,4
S5-BR5	20	141	160	0,02	17,43	1,12	7,83
S5-S4	425	352,6	400	0,04	-59,02	0,6	0,87
S4-BR4	23	35,2	40	0,02	0,66	0,68	17,45
S4-S8	62	352,6	400	0,04	58,36	0,6	0,85
B-SP	10	515,6	630	0,04	298,87	1,43	4,32
S8-BR8	20	44	50	0,02	1,92	1,26	40,89
SP-R	390	515,6	630	0,04	148,87	0,71	0,75
S08-S10	265	277,6	315	0,04	56,44	0,93	2,58
S10-BR10	19	55,4	63	0,02	1,72	0,71	10,91
N2-S10	17	220,4	250	0,04	54,72	1,43	7,66
N2-S15	281	220,4	250	0,04	-47,68	1,25	5,91
S15-BR15	25	66	75	0,02	3,38	0,99	15,81
S15-S16	141	220,4	250	0,04	-44,3	1,16	5,15
S16-BR16	30	96,8	110	0,02	-6,43	0,87	7,89
S16-S19	451	220,2	250	0,04	37,87	0,99	3,85
S19-BR19	25	79,2	90	0,02	-5,9	1,2	17,98
S19-S21	780	277,6	315	0,04	31,97	0,53	0,9
S21-BR21	19	55,4	400	0,02	-3,24	1,35	34,59
S21-S23	849	220,4	250	0,04	28,73	0,75	2,29
S23-BR23	18	96,8	110	0,02	-8,36	1,14	12,76
S23-S22	264	220,4	250	0,04	-20,37	0,53	1,22
S22-BR22	42	79,2	90	0,02	3,05	0,62	5,4
S22-S20	293	176,2	200	0,02	-17,32	0,71	2,61
S20-BR20	30	141	160	0,02	-18,03	1,16	8,33
S20-S24	66	28	32	0,02	0,71	1,16	61,52
S24-BR24	26	55,4	63	0,02	-1,78	0,74	11,59
S24-S25	65	66	75	0,02	-2,5	0,73	9,17
S25-BR25	19	55,4	63	0,02	-2,85	1,18	27,34
S25-N3	361	96,8	110	0,0	5,35	0,73	5,65

VII.4.3. Caractéristiques des bornes de réseaux pressions aux bornes et aux nœuds

Tableau VII.6 : Caractéristiques des bornes de réseaux pressions aux bornes et aux nœuds

ID Nœud	Altitude m	Demande Base LPS	Demande LPS	Charge m	Pression m
N1	491,18	0	0	500,59	9,41
BR1	491,18	1,39	1,39	500,46	9,28
B	501,49	0	-298,87	501,49	0
C2	491,18	0	0	500,23	9,05
N2	488,1	0	0	499,32	11,22
BR2	491,18	6,81	6,81	500,06	8,88
R	502,65	0	-0,09	503,65	1
C3	491,18	0	0	500,05	8,87
BR3	491,18	9,44	9,44	499,97	8,79
N3	484,638	0	0	497,99	13,35
C4	491,18	0	0	500,19	9,01
BR4	491,18	0,6588	0,66	499,79	8,61
C5	491,18	0	0	500,56	9,38
BR5	491,18	17,43	17,43	500,4	9,22
C6	491,69	0	0	499,41	7,72
BR6	491,53	1,1956	1,2	498,23	6,7
C7	491,18	0	0	499,89	8,71
BR7	491,18	5,563	5,56	499,44	8,26
C8	491,18	0	0	500,14	8,96
BR8	491,18	1,92	1,92	499,32	8,14
C9	491,18	0	0	499,22	8,04
BR9	491,18	3,778	3,78	499,04	7,86
C10	491,18	0	0	499,45	8,27
BR10	488,34	1,7226	1,72	499,25	10,91
C11	491,18	0	0	498,83	7,65
BR11	491,18	2,1228	2,12	497,74	6,56
C12	491,18	0	0	497,26	6,08
BR12	491,18	2,3912	2,39	496,9	5,72

C13	491,18	0	0	497,03	5,85
BR13	491,18	7,07	7,07	496,81	5,63
C14	487,75	0	0	496,66	8,91
BR14	491,18	10,34	10,34	496,17	4,99
C15	491,18	0	0	497,66	6,48
BR15	491,18	3,379	3,38	497,27	6,09
BR16	491,18	6,43	6,43	496,7	5,52
C16	491,18	0	0	496,94	5,76
C17	484,638	0	0	497,95	13,31
BR17	484,638	4,11	4,11	497,66	13,02
C18	491,18	0	0	497,83	6,65
BR18	491,18	7,559	7,56	497,65	6,47
BR19	484,69	5,9	5,9	494,75	10,06
C19	484,84	0	0	495,2	10,36
C20	491,18	0	0	491,46	0,28
BR20	491,18	18,035	18,03	491,21	0,03
BR21	491,1	3,245	3,24	493,84	2,74
C21	491,18	0	0	494,5	3,32
C22	491,18	0	0	492,23	1,05
BR22	491,18	3,05	3,05	492	0,82
C23	491,18	0	0	492,55	1,37
BR23	491,18	8,357	8,36	492,32	1,14
C24	484,69	0	0	495,52	10,83
BR24	484,61	1,7812	1,78	495,22	10,61
C25	484,55	0	0	496,12	11,57
BR25	484,55	2,8548	2,85	495,6	11,05
C26	484,638	0	0	498,16	13,52
BR26	484,638	4,7	4,7	497,81	13,18
C27	487,71	0	0	498,2	10,49
BR27	487,71	3,4	3,4	498,04	10,33
27	500	0	0	501,45	1,45
C28	487,75	0	0	498,35	10,6
BR28	487,18	3,916	3,92	497,87	10,69

28	501	150	150	503,94	2,94
1	491,18	0	0	500,68	9,5

VII.5. Calcul du Volume de la bache de la station de pompage

$$Vu = Qp / 4.n \dots\dots\dots(VII.12)$$

Avec :

Vu : Volume utile de la bache.

Qp : Débit de la pompe.

n : Nombre maximum de démarrage de la pompe pour notre cas il est de 6.

$$Qp.j = 540 \text{ m}^3/\text{h};$$

$$\text{Donc : } Vu = 540 / 4 \times 4 = 33,75 \text{ m}^3.$$

On prend Vsr = 34 m³.

La capacité de la bache de la station de pompage à la sortie de la STPE est de 100 m³.

VII.6. Calcul du volume de réservoirs de stockage

Les réservoirs de stockage sont implantés à des côtes qui permettent de desservir gravitaire ment les exploitations du futur périmètre. Ils sont dimensionnés pour stocker les volumes pompés en dehors des heures de pointes afin de combler la demande en eau d'irrigation pendant ces heures de pointes

$$V = Q \times T \dots\dots\dots(VII.13)$$

V – Volume de stockage

Q – débit de pointe en m³/s.

T – hors heures de pointe en heures (4 heures).

Tableau VII.7 : Calcul du volume de réservoir de stockage

Horaire		Pompage	Distribution	Ariv	Sort de réservoir	V dans le réservoir
1	2	540		540		2 160
2	3	540		540		2 700
3	4					2 700
4	5		527		527	2 173
5	6		527		527	1 646
6	7		527		527	1 119

7	8		527		527	592
8	9	540	527	540	-13	605
9	10	540	527	540	-13	618
10	11	540		540		1 158
11	12	540		540		1 698
12	13	540		540		2 238
13	14	540		540		2 778
14	15	540		540		3 318
15	16	540		540		3 858
16	17	540	527	540	-13	3 871
17	18	540	527	540	-13	3 884
18	19		527		527	3 357
9	20		527		527	3 830
20	21		527		527	2 303
21	22	540	527	540	-13	2 316
22	23	540		540		2 856
23	24	540		540		3 396
24	1	540		540		3 936

VII.7 Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = P_c \times A \text{ [DA]} \dots\dots\dots (VII.14)$$

P_c : prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots (VII.15)$$

i : Taux d'annuité annuel, i = 10 %

n : nombre d'années d'amortissement, n = 30 ans

$$A = \frac{0.1}{(0.1+1)^{30} - 1} + 0.1 \rightarrow A = 10,61 \%$$

Tableau VII.8 : Calcul de frais d'amortissement (DA) tronçon SP – Réservoir R 2 000 m³

Diamètre	Diamètre	Prix unitaire	Longueur	Amortissement	Frais
----------	----------	---------------	----------	---------------	-------

(mm)	(m)	(DA)	(m)	annuel (%)	d'amortissement (DA)
630	0,63	29 518,59	300	10,61	939 576,7197

VII.8. Frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E \times e \quad [DA] \dots\dots\dots (VII.16)$$

E : Energie consommée par la pompe en (Kwh)

e : Prix unitaire d'un Kw h imposé par la SONELGAZ. (e = 4,67DA).

VII.9. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie pour l'entraînement mécanique de la pompe, elle est définie comme suit:

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \dots\dots\dots (VII.17)$$

P : puissance absorbée en (Kw)

η : Rendement de la pompe (0,7 ÷ 0,8) on prend $\eta=0,75$

Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)

g: pesanteur (9.81 m/s²).

$$P = \frac{9.81 * 0.15 * 20}{0.73} \rightarrow 40,31 \text{ Kw}$$

VII.10 Energie consommée par la pompe :

$$E = P \times t \times 365 \quad [Kwh] \dots\dots\dots (VII.18)$$

Où : t: est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t=16 h.

P: puissance de la pompe en (kW)

$$E=39,24*16*365 \rightarrow 229 161,60 \text{ Kwh}$$

Tableau VII.9 : calcul de frais d'exploitation (DA) tronçon SP – 2xRéservoir R2000 m³

Diamètre (mm)	Diamètre (m)	Q (l/s)	PDC (m)	HMT (m)	Puissance (kw)	Energie (kwh)	Frais d'exploitation (DA)
630	0,63	0,15	0,21	20	40,31	22 916,6	1 070 184,67

VII.11 Bilan total des frais

Le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement permet de déterminer le diamètre économique de la conduite de refoulement

Le calcul du total des frais est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VII.10 : Bilan du tronçon SP – 2xRéservoir R2000 m³

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
630	939 576,7197	1 070 184,67	2 009 761,391

VII.12. Le pompage

VII.12.1 choix de la pompe

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

- ✓ Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- ✓ Meilleur rendement ;
- ✓ Vérifier la condition de non cavitation ;
- ✓ Encombrement et poids les plus faibles ;
- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- ✓ Etre fabriquée en série.

A l'aide de logiciel CAPRARI et en utilisant les pompes immergées, on détermine le type de pompes, les résultats sont donnés dans le tableau (V-13) :

VII.12.2. Détermination des pompes à installer pour la STEP

Tableau VII.11: Caractéristique des pompes à installer

STEP	Nbr de pompe	HMT (m)	Débit (m ³ /s)	η (%)	Puissance (KW)	Vitesse (tr/min)	Nombre d'étage	NPSHr (m)
1	3+1	20	0.15	73	15.5	2900	1	4.17

Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques (H, Q), (Pabs, Q), (η , Q) et (NPSHr, Q) des pompes sont données par la figure suivante

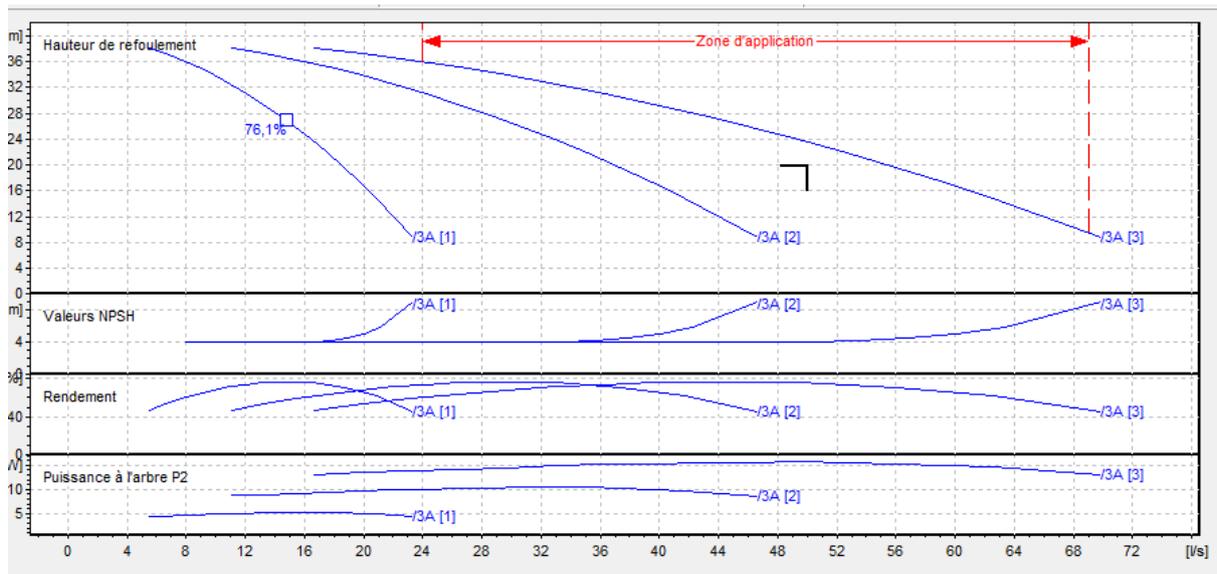


Figure VII.5 : Courbe caractéristique de la pompe choisie

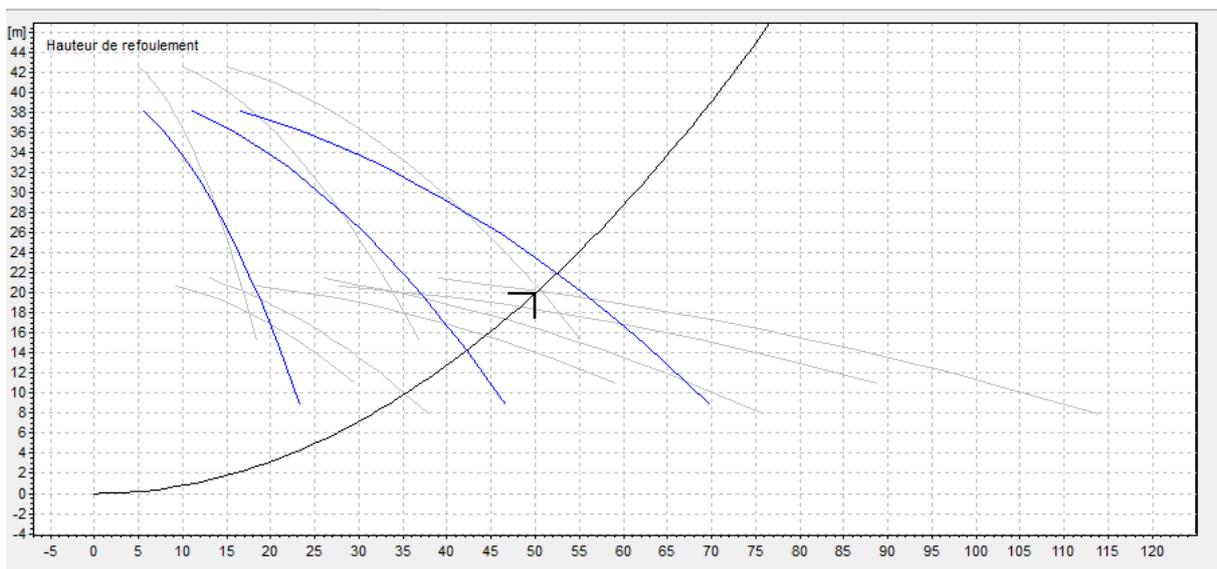


Figure VII.6 : Point de fonctionnement de la pompe

VII.13.3. Etude de la cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

Pour éviter tous risques de cavitation, la condition suivante doit être respectée.

$$(NPSH) d > (NPSH)r$$

Avec :

(NPSH) d : charge nette d'aspiration disponible fournie par l'installateur.

(NPSH)_r : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots (VII.19)$$

Où :

r : marge de sécurité, r = (0,3 – 0,5) m.

On prend : r = 0,5 m.

$$(NPSH)_d = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5 \dots\dots\dots (VII.20)$$

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

NPSH_d = 10,33 – 0,69429 - 0 – 0,4814 - 5 ≤ 4,17 + 0,5 → NPSH_d = 4,65

$$\frac{Pat}{\varpi} = 0,00139 \times 499,49$$

La vitesse d'aspiration : $V_a = (4 \times Q) / (3,14 \times da^2) = (4 \times 0,15) / (3,14 \times 0,63^2)$

V_a = 0,4814

$$\frac{V_{asp}}{2g} = \frac{0,4814}{2 \times 9,81} = 0,02453$$

$h_{adm}^{asp} = 5$ m

(NPSH)_r = 4,17

$$\frac{Pv}{\varpi} = 10,33$$

Pression en mètre colonne d'eau en plan d'aspiration (m) ;

$\frac{Pv}{\varpi}$: Tension de vapeur (Tv) (mce).

Tableau VII.12. Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
Tv (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

Pour une température de 20 °C Tv = 0,24 mce.

- Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots\dots\dots (VII.21)$$

Avec :

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \dots\dots\dots (VII.22)$$

Avec :

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA).

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m).

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

AN :

& Le niveau minimum du plan d'aspiration : $h_a = 510 - 7 + 1.4 = 501.6$ m

& La côte de l'axe de la pompe : $h_p = 501,6 - 7 + 0,5 = 495,1$ m.

VII.14. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'adduction de la zone d'étude à partir de la station d'épuration vers 2 réservoirs jumelés 2000 m³ pour chacun, en suite la distribution du réservoir vers le réseau d'irrigation maillé.

On a calculé les diamètres des bornes du réseau et à l'aide de EPANET après on a tracé le réseau d'adduction et de distribution par une simulation pour déterminer tous les caractéristiques qui concernent les tronçons et les nœuds (vitesses, pressions, débit,..., ect).

On a déterminé le type de pompes caractérisant la station de pompage, puis on a fait le couplage des pompes en parallèle qui nous a permit de déterminer le point de fonctionnement de pompes couplées.

Et enfin, on a fait le calage des pompes, pour qu'elles fonctionnent sans moindre risque de cavitation.

distribution à la demande, le calcul des débits à transiter par les différents tronçons du réseau, sera plus complexe, dont plusieurs modèles d'évaluation de débits ont été proposés. Pour schématiser le phénomène de l'appel des débits dans un tel réseau, nous suggérons la loi de débit relatée ci-dessus

Les débits spécifiques que nous avons évalué, sont légèrement supérieurs à ceux calculés par l'association des bureaux d'études Carlo Lotti & ENHYD, ce qui aura des répercutions sur le coût de : réseau de dessert, station de pompage et réservoirs de compensation.

Chapitre VIII

**Dimensionnement du
réseau d'irrigation**

VIII.1. Introduction

Pour satisfaire les besoins en eau des cultures, en reconstituant à chaque fois la réserve en eau du sol dans la zone racinaire , on doit apporter correctement les doses d'irrigation et à des instants bien définis ; cela se fait avec un dimensionnement très précise du réseau d'irrigation Notre objectif dans ce chapitre est de calculer les dimensions et les paramètres hydrauliques des équipements constituant les 2 types d'installation d'irrigation par aspersion et irrigation par goutte à goutte .

VIII.2. Les parcelles qui sont concerné par l'irrigation goutte et aspersion selon les pressions

Tableau VIII.1 : Surfaces des cultures et les pressions de chaque parcelle

L'irrigation par goutte à goutte				L'irrigation par aspersion			
Culture irriguée	Parcelle	S (ha)	Pr (bar)	Culture irriguée	Parcelle	S (ha)	Pr (bar)
Olivier	n°1	1,18	0,928	Orge	n°10	1,44	1,090
	n°2	5,69	0,880		n°17	3,37	1,330
	n°3	7,74	0,879		Ail	n°19	4,73
	n°4	0,54	0,860	n°24		1,51	1,060
	n°5	14,24	0,920	n°25		2,34	1,105
	n°6	1,01	0,600	Fourragère	n°26	2,55	1,318
	n°7	4,59	0,800		n°27	1,86	1,033
	n°8	1,48	0,810		n°28	3,25	1,069
	n°9	3,02	0,700				
	n°11	1,73	0,650				
	n°12	1,97	0,580				
	n°13	5,80	0,563				
	arboriculture	n°14	8,49	0,490			
n° 15		2,81	0,609				
	n°16	5,21	0,552				
Arobri-culture	n°18	6,21	0,647				
	n°20	14,19	0,003				
	n°21	2,69	0,270				
	B22	2,52	0,082				
	B23	6,89	0,110				

Tableau VIII.2 : Les surfaces irriguées par aspersion et goutte à goutte

Technique d'irrigation	Aspersion	Goutte à goutte
Surface (ha)	21,58	97,44

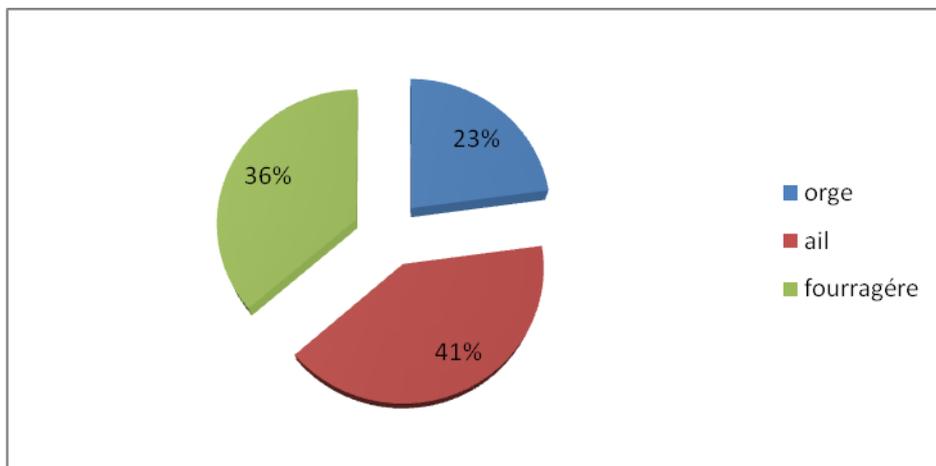


Figure VIII.1 : Représentation du pourcentage des cultures irriguées par aspersion

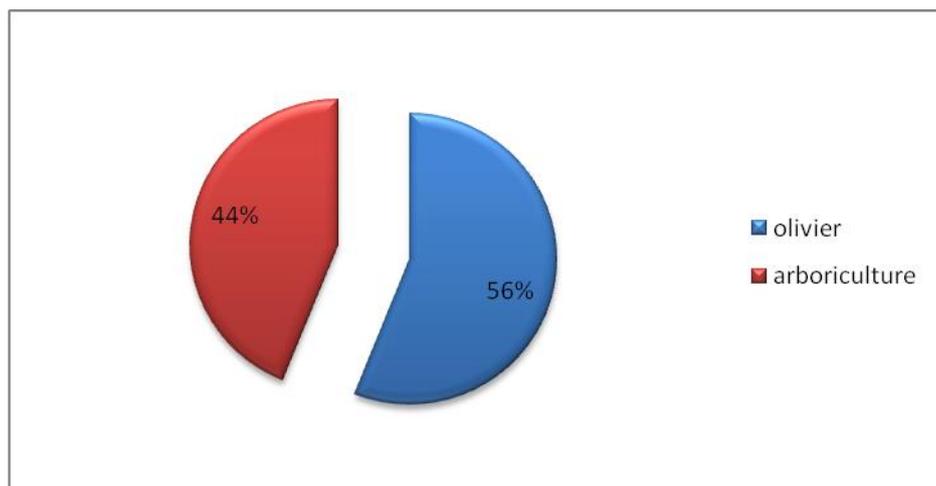


Figure VIII.2 : Représentation du pourcentage des cultures irriguées par goutte à goutte

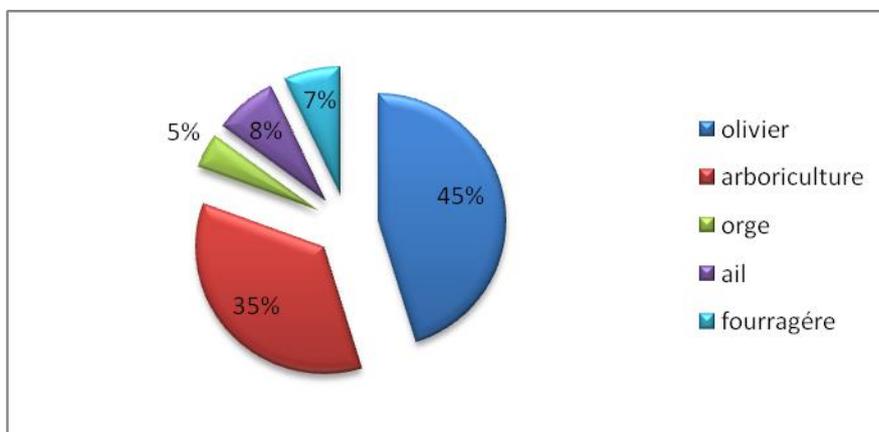


Figure VIII.2 : Représentation du pourcentage des cultures irrigués par goutte à goutte

VIII.3. Irrigation par goutte à goutte

VIII.3.1. Définition

Le système d'irrigation goutte à goutte est un système qui permet une très grande efficacité de l'irrigation. Des perforations dans des tuyaux longeant les lignes de culture distribuent l'eau aux plantes de manière localisée et à très faible débit, évitant ainsi un maximum de déperdition.

Très économe en eau et en main d'œuvre, il demande par contre une très grande technicité de ces utilisateurs. Les rendements peuvent être très élevés, mais l'investissement est très important.

VIII.3.2. Les composants essentiels d'une installation d'irrigation localisée

Les composants essentiels d'une installation d'irrigation localisée

- **un point de fourniture d'eau sous pression appropriée**

On utilise en générale des pompes centrifuge, mais pour la petite installation on utilise des pompes à piston. L'eau peut également provenir d'un réseau de distribution publique.

- **L'unité de tête**

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

- **La conduite principale**

Qui relie au point de fourniture d'eau les divers porte-rampes. Elle peut être en amiante-ciment, en PVC rigide ou en acier galvanisé

- **Les porte-rampe**

Qui alimentent les rampes d'un seul côté ou des deux côtés. Ils peuvent être soit en polyéthylène moyenne densité, soit en PVC.

- **Les rampes :**

Qui sont toujours en polyéthylène basse densité, à l'exception de quelque installation 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, comme les rampes poreuses ou perforées.

- **Les distributeurs**

Qui 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. Ils peuvent être des goutteurs

à très faible débit, dont il existe de très nombreux types différents, des ajutages dont le débit est un peu plus important.

VIII.3.3. Calcul de l'installation d'irrigation par goutte à goutte

NB : On prend l'exemple la parcelle numéro 2 pour faire le dimensionnement

a) 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 : Kr

Kr dépend du taux de couverture du sol (Cs= 60%) pour les plantes adultes et peut être calculé par diverses formules proposées ci-après :

- **KELLER et KARMELI (1974)**

$$K_r = C_s / 0,84 = 0,71 \dots\dots\dots (VIII.1)$$

- **La formule de Freeman et Garzoli :**

$$K_r = C_s + 0,5(1 - C_s) = 0,8 \dots\dots\dots (VIII.2)$$

- **La formule de décrois (CTGREF) :**

$$K_r = 0,1 + C_s = 0,7 \dots\dots\dots (VIII.3)$$

On prend pour la formule de Freeman et Garzoli : Kr = 0,8.

CS : Couverture du sol, pour les agrumes : CS = 60 %

b) Besoins journaliers en tenant compte de la réduction Kr

Les besoins de mois de pointe est « mois de juillet » est de 151,37 mm.

- Les besoins journaliers

$$\beta_j = \frac{B_{net}}{N_j} \dots\dots\dots (VIII.4)$$

$$B_j = \frac{151,37}{31} = 4,88 \text{ mm} \rightarrow \beta_j = 4,88 \text{ mm}$$

- Les besoins en eau dans irrigation localisée sera calculée par :

$$\beta_{il} = \beta_j * K_r \dots\dots\dots (VIII.5)$$

$$\beta_{il} = 4,88 \times 0,8 = 3,90 \text{ mm/j} \rightarrow \beta_{il} = 3,90 \text{ mm/j}$$

βj : Besoins journalière de l'irrigation traditionnelle.

c) Dose nette

$$D_{nette} = (H_{cc} - H_{pf}) \times Y \times Z \times P \% \dots\dots\dots (VIII.6)$$

Avec :

H_{cc} : L'humidité à la capacité au champ.

H_{pf} : L'humidité au point du flétrissement.

D'après les caractéristiques du sol (texture limoneuse), on a :

$$H_{cc} = 31 \% \quad ; \quad H_{pf} = 15 \%$$

Y : Degré de tarissement admissible ; Y = 2/3.

Z profondeurs d'enracinement en : Z = 1200 mm.

D densités apparente du sol D_a = 1,4.

E : Profondeur d'enracinement.

Z : Pourcentage du sol humidifié.

Le pourcentage du sol humidifiée dépend de :

- Débit de distributeur (goutteurs).
- Espacement entre les goutteurs.
- Ecartement entre les rampes.
- Texture du sol.

D'après le tableau de guide d'estimation du pourcentage de sol du humidifié de Keller et Karmeli, pour un écartement de 5 × 5 ; d'un débit de distributeur de 8 l/h (on prend pour chaque arbre 2 goutteurs espacé de 1,3 m, ayant pour chaque un débit de 4 l/h) et pour une texture moyenne la valeur de p sera égale à 32 %.

$$D'ou\ la\ dose\ nette : D_{nette} = (0,31 - 0,15) \times 1,4 \times \frac{2}{3} \times 1200 \times \frac{25}{100}$$

$$D_{nette} = 44,48\ m.$$

d) Fréquence d'arrosage

$$I = \frac{D_{nette}}{\beta_{ji}} \dots\dots\dots(VIII.7)$$

$$I = \frac{44.8}{4.88} = 9,18\ jour \rightarrow I = 9,18\ jours.$$

On prend la fréquence d'arrosage : Fr =10 jours , c'est-à-dire qu'on va irriguer 10 jours par mois.

e) Dose brute

$$D_{brute} = \frac{D_{nette}}{\eta \times Cu} \dots\dots\dots (VIII.8)$$

Tel que :

η : Rendement d'irrigation = 0,9.

Cu : Coefficient d'uniformité d'arrosage.

$$D_{brute} = \frac{44.48}{0.9 \times 0.9} = 54,91 \text{ mm} \rightarrow D_{brute} = 55 \text{ mm.}$$

f) Duré d'arrosage :

$$t = \frac{D_{brut} \times E_g \times E_r}{q} \dots\dots\dots (VIII.9)$$

$$t = \frac{54.91 \times 4 \times 4}{4 \times 2} = 109,82 \text{ h/mois} \rightarrow t = 109,82 \text{ h/mois.}$$

Temps d'irrigation journalière sera :

$$t_j = \frac{109.82}{10} = 10.98 = 11 \text{ heures} \rightarrow t_j = 11 \text{ heures.}$$

g) Nombre de poste :

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{\text{temp de travail}}{\text{durées d'arrosage}} \dots\dots\dots (VIII.10)$$

$$N = 22/11 = 2 \text{ postes} \rightarrow N = 2 \text{ postes.}$$

h) Surface de poste :

$$S_p = \text{Surface totale / nombre de poste} \dots\dots\dots (VIII.11)$$

$$= 5,696/2 = 2,848 \text{ ha} \rightarrow t_j = 11 \text{ heures}$$

VIII.3.4 Calcul hydrauliques du réseau goutte à goutte

1. Condition hydrauliques

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

$$\frac{\Delta q}{q} = 10\% \dots\dots\dots (VIII.12)$$

La variation maximale de la pression

$$q = K.H^x \quad ; \quad \text{avec : } x = 0,5 \text{ (Caractéristique du gouteur)}$$

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = \frac{\Delta H}{H(n)} \dots\dots\dots \text{(VIII.13)}$$

Telle que

q (g) : débit nominal du gouteur.

H(n) : pression nominal.

$$0,1 = 0,5 \cdot \frac{\Delta H(max)}{10}$$

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

Les valeurs de perte de charge singulière sont estimées à 10 %, la variation maximale de pression.

$$Pdc \text{ (sing)} = 2 \times 0,1 = 0,2 \text{ mce.}$$

$$Pdc \text{ (linéaire)} = 2 - 0,2 = 1,8 \text{ mce.}$$

La répartition de la perte de charge est est :

$$1/3 \text{ sur les porte-rampes } p.d.c \text{ (pr)} = 0,6 \text{ mce.}$$

$$2/3 \text{ sur les rampes } p.d.c \text{ (r)} = 1,2 \text{ mce.}$$

✓ **Le débit**

$$Q_r = Q_g * N_g / r \dots\dots\dots \text{(VIII.14)}$$

$$Q_{pr} = Q_r * N_r \dots\dots\dots \text{(VIII.15)}$$

Avec

Q_r : débit de rampe.

Q_g : débit du gouteur.

N_g/r : nombre des gouteurs par rampe.

N_r : nombre des rampes.

Avec :

La longueur de la rampe : L_r = 265,15 m.

La longueur de la porte rampe : L_r = 265,15 m.

✓ **Le nombre d'arbres par rampe**

$$N_{arbres} = L_r / E_r \dots\dots\dots \text{(VIII.16)}$$

$$= 265,15 / 4 = 67 \text{ arbre/rampes} \rightarrow N_{arbre} = 67 \text{ arbre/rampes.}$$

✓ **Nombre de gouteurs par rampe**

$$N_g = N_{arbre} \times n \dots\dots\dots \text{(VIII.17)}$$

$$N_g = 67 \times 2 = 134 \rightarrow N_g = 134.$$

✓ **Le nombre de rampes**

$$N_r = L_{pr}/E_r \dots\dots\dots (VIII.18)$$

$$= 208,44/4 = 53 \text{ rampes} \rightarrow N_r = 53 \text{ rampes.}$$

✓ **Debit de la rampe**

$$Q_r = N_g \times Q_g \dots\dots\dots (VIII.19)$$

$$= 134 \times 4 = 536 \text{ l/h} \rightarrow Q_r = 536 \text{ l/h.}$$

✓ **Debit de la porte rampes :**

$$Q_{pr} = Q_r \times N_r \dots\dots\dots (VIII.20)$$

$$= 536 \times 53 = 28\ 408 \text{ l/h} \rightarrow Q_{pr} = 28\ 408 \text{ l/h.}$$

✓ **Débit de la conduite secondaire**

Etant donné que nous avons la porte rampe :

$$Q_{csl} = Q_{pl} \times N_{pr} \dots\dots\dots (VIII.21)$$

$$= 28\ 408 \times 1 = 28\ 408 \text{ l/h} \rightarrow Q_{cs} = 28\ 408 \text{ l/h.}$$

VIII.3.5 Dimensionnement des différentes parties de réseau

Pour le calcul des démentions des canalisations (rampes et porte rampes), on propose que les rampes soient en PEHD, le diamètre des rampes ainsi que les portes rampes est calculé d'après les formules suivantes

a) **Calcul de la rampe**

✓ **Calcul de diamètre**

$$D = [(P_{dc}^r \cdot 2.75) / (0.478 \cdot Q_r^{1.75} \cdot L_r)]^{-1/4.7} \dots\dots\dots (VIII.22)$$

$$D = [(1,2,2,75) / (0.478 \cdot 536^{1.75} \cdot 265,15)]^{-1/4.75}$$

$$D = 21,83 \text{ mm} \rightarrow D = 25 \text{ mm.}$$

Prdc : La perte de charge dans la rampe.

Qr : Le débit de la rampe en l/h.

Lr : La longueur de la rampe en m.

✓ **La perte de charge**

La perte de charge est déterminée après le choix du diamètre par la formule :

$$J_{PEHD} = [(0.478 \times 25^{-4.75} \times 536^{1.75} \times 265,15) / (2.75)] \dots\dots\dots (VIII.23)$$

$$= 0,63 \text{ mce} \rightarrow J_{pehd} = 0,63 \text{ mce.}$$

0,13 < 1,2 donc la condition est vérifiée.

✓ La vitesse

La vitesse dans la canalisation principale est donnée par :

$$V = Q/S \dots\dots\dots (VIII.24)$$

$$S = 3,14 \times D^2/4 = 3,14 \times (0,025)^2/4 = 0,00049 \text{ m.}$$

$$V = Q/S = 0,00015/0,00049 = 0,31 \text{ m/s} \rightarrow V = 0,31 \text{ m/s.}$$

b) Calcul du porte-rampe

✓ Calcul de diamètre

$$D = [(P_{dc}^{pr} \times 2.75) / (0.478 \times Q_{pr}^{1.75} \times L_{pr})]^{-1/4.75} \dots\dots\dots (VIII.25)$$

$$D = [(0.6 \times 2.75) / (0.478 \times 28408^{1.75} \times 208.44)]^{-1/4.75} \dots\dots\dots (VIII.26)$$

$$D = 103,67 \text{ mm} \rightarrow D=110 \text{ mm}$$

✓ La perte de charge

La perte de charge est déterminée après le choix du diamètre par la formule :

$$J_{PEHD} = [(0.478 \times 110^{-4.75} \times 28408^{1.75} \times 208.44) / (2.75)] \dots\dots\dots (VIII.27)$$

$$J_{pehd} = 0,453 \text{ mce} \rightarrow J_{pehd}=0,453 \text{ mce.}$$

0,4528 < 0,6 : donc la condition est vérifiée.

✓ La vitesse

La vitesse dans la canalisation principale est donnée par :

$$Q = V \times S$$

$$V = Q/S$$

$$S = 3,14 \times D^2/4 = 3,14 \times (0,12)^2/4 = 0,0113 \text{ m.}$$

$$V = Q/S = 0,00789/0,0113 = 0,698 \text{ m/s} \rightarrow V = 0,698 \text{ m/s.}$$

Tableau VIII.3. Résumé des résultats de dimensionnement d'irrigation par goutte à goutte

Culture	
Numéro d'ilot	2
Numéro de borne	BR2
Pression de la borne (mce)	0,88
S (ha)	5,696

Dose nette mm	44,48
Dose d'arrosage	11 h
Dose brute	55 m
Fréquence d'arrosages	10 j
Espacement rang	4 m
Espacement arbre	4 m
Nombre de poste	2
Surface poste irrigué	3,12
Nombre de goutteurs	134
Dose besoins journalière mm	4,88
Dimensionnement	
Longueur de la rampe m	265,15
Longueur de porte rampes	208,44
Nombre d'arbre de rampes	67
Nombre goutteur de rampes	134
Nombre de rampe	53
Débit de rampe l/h	536
Q de porte rampe	28 408 l/s
Diamètre de la Rampe	25 mm
Perte de charge de la rampe	0,63 mce
La vitesse de la rampe	0,31 m/s
Perte de charge de porte rampe	0,453 mce
Diamètre de porte rampe	110 mm
Vitesse de porte rampe	0,698 m

VIII.4. Irrigation par aspersion

VIII.4.1. Les Différents Types D'installation d'aspersion

✓ Rampes à déplacement rectiligne (type voljanka)

Les asperseurs sont montés sur un tube qui est sur les roues motorisées, la longueur de cette installation varie entre 150 et 400 m (pour une ail) ; la largeur d'une bande humectée est de 18 m. La conduite est de 0,9 m au dessus du sol (ce qui entraîne une mauvaise répartition de la pluie artificielle causée par la taille des cultures agricoles telles que le maïs.

✓ Rampes pivotantes automotrices (types frégate)

Elle présente une longueur allant jusqu'à 650 m et elle est portée à une hauteur de 2,2 m au dessus du sol. L'arrosage se fait par rotation, assuré par un moteur, la pression de fonctionnement est de 50 et 65 m.

✓ Arroseurs automoteurs

Avec ces appareils, l'équipement de la parcelle à irriguer réduit à une conduite fixe ou semi-fixe. Cette conduite est équipée de vanne d'arrêt aux différents points d'alimentation des bandes, ce système permet d'irriguer un secteur formant un angle de 240° avec un diamètre de jet de 30 à 100 m.

✓ Canon à long jet

Il est placé sur le tracteur, donnant un jet puissant, ces canons fonctionnent à haute pression (40 à 60 m) et déversent des débits importants et à la portée (100 à 200) dont l'intensité de la pluviométrie artificielle est assez élevée (8 à 14 mm/heure). Ils permettent sur les sols légers, de couvrir des surfaces importantes pour des investissements relativement modestes.

✓ Les arroseurs à poste fixe de basse et moyenne pression

Ce sont des arroseurs (asperseurs) montés sur des rampes mobiles ou fixe et qui demandent des basses et moyennes pressions (1 à 4 bars).

VIII.4.2. Choix de l'installation

Pour pouvoir choisir telle ou telle installation, il faut étudier certaines contraintes :

a) Contraintes techniques

- ❖ La pression disponible.
- ❖ Vitesse de vent.
- ❖ Vitesse d'infiltration limite de sol.
- ❖ Dimension de la parcelle.

b) Contraintes agronomiques

- ❖ Type de cultures.
- ❖ Besoins en eau (période de pointe).

c) Contraintes pratiques

- ❖ Durée de la période de pointe.
- ❖ Temps de manipulation par jour.

d) Contraintes économique

- ❖ Prix de l'installation d'aspersion.
- ❖ Prix de l'énergie nécessaire.

Tenant compte des contraintes cité précédemment on conclure que :

- La rampe à roue ; ne pas s'adapter à notre cas car l'élévation de la conduite au sol est petite par rapport a la taille de la culture.
- La rampe pivotante (type frégate) ; elle est destinée aux périmètres dont la pente moyenne inférieure à 5 % , elle s'adapte aux cultures dont la taille des plantes inférieure ou égale à 2,2 m.
- L'arroseur automoteur, nécessite une énorme pression allant jusqu'à 95 m et une pente moyenne inférieure à 3 %.
- Arrosage avec des asperseurs sur des rampes mobiles cette installation est utilisée pour des terrains pentus à faible superficie.

VIII.5. Calcul de l'installation d'irrigation d'aspersion**VIII.5.1. l'irrigation par aspersion**

L'irrigation par aspersion est une technique d'arrosage, dont le principe est l'alimentation en eau des cultures en simulant la pluie. Ce résultat est obtenu en forçant un flux d'eau sous pression à travers un orifice de dimensions bien déterminée appelé buse.

VIII.5.2. Le choix de l'équipement d'irrigation par aspersion

Chaque matériel d'irrigation comporte des avantages et des inconvénients, le choix de l'équipement dépend de la considération des critères suivants :

a) Critères propres à l'exploitation et l'installation

- ❖ **Le parcellaire** : Concerne la répartition de la surface des parcelles.
- ❖ **La nature du sol** : Par exemple, en sol peu filtrant, éviter utilisation de l'enrouleur.
- ❖ **Le climat** : Avec un climat venteux, éviter l'utilisation de l'enrouleur.
- ❖ **La nature des cultures** : En polyculture, l'enrouleur est le mieux indiqué.
- ❖ **La main d'œuvre** : Le pivot et l'enrouleur sont en moins exigeants.

b) Les différents systèmes de répartition de l'eau d'irrigation par aspersion

Différents types d'équipements sont actuellement en usage, Cependant ; les lignes qui suivent ne prennent en compte que trois types d'équipements qui présentent le double caractéristique d'être largement répandu dans le monde et d'être fabriqués à l'heure actuelle.

❖ Les installations fixes**• La couverture totale**

Dans cette installation, le champ est entièrement couvert de rampes semi-fixes (c'est-à-dire fixe pendant la période d'arrosage et déplaçables entre deux périodes). En cour de saison d'arrosage, on déplace manuellement les cannes munies de leurs asperseurs d'un poste à l'autre le long de la rampe et chaque rampe n'alimente qu'un asperseur à un instant donné, en utilisant des tuyaux de faibles diamètres et de faibles couts, ce qui permet une facilité de travail pendant leur déplacement et constitue un compromis (**investissement**) de main d'œuvre intéressant.

• La couverture intégrale

Cette fois, chaque rampe est dimensionnée pour supporter une rangée d'asperseurs en fonctionnement simultanée, dont il faut acquérir une grande quantité d'asperseurs et ; par conséquent, l'économie de main d'œuvre, par rapport à la couverture totale et compensée par un fort accroissement d'investissement. La couverture intégrale dans sa version de base laisse subsister la nécessité de manipuler des vannes, et afin d'éliminer la contrainte consistant à se rendre sur le champ plusieurs fois par jour, des systèmes plus ou moins automatisés ont été développés du plus simple au plus perfectionné.

❖ Les installations mobiles

Pour les quelles, les asperseurs et les canalisations se déplacent en permanence pendant l'arrosage.

Elles se divisent en :

- Les rampes mobiles ;

- Les rampes frontales ;
- La micro-aspersion ;
- L'enrouleur ;
- Le pivot.

VIII.5.3. les paramètres caractéristiques d'irrigation par aspersion

VIII.5.4. Projection d'un système d'irrigation par aspersion classique sur une parcelle de l'ail

On va projeter une installation d'aspersion semi mobile comprenant des canalisations principales fixes et des rampes mobiles. De ce fait on prend un îlot qui va servir de modèle pour tous les autres. Aléatoirement on a pris le numéro qui définit par le profil pédologique N°3 qui s'étend sur une superficie égale à 3.37 ha.

VIII.6. Dimensionnement théorique

VIII.6.1. Le diamètre de l'ajutage

La texture du sol étant limono-argileuse la perméabilité du sol est donc de K= 18 mm/h.

On pose : $p \leq k$; tel que p = pluviométrie de la buse.

Le diamètre de la buse est calculé par la relation suivante :

$$P = 1,5 \times d/0,6 \dots\dots\dots (VIII.28)$$

$$d = 0,6 \times 18/1,5 = 7,2 \text{ mm} \rightarrow d = 7,2 \text{ mm}$$

D'après la fiche technique d'un arroseur, le diamètre de la buse normalisé le plus proche est de **7 mm**.

VIII.6.2. La portée du jet (L)

La portée du jet est calculée par l'équation suivante :

$$L=3.d^{0.5} .h^{0.25} \dots\dots\dots (VIII.29)$$

Tel que :

d : diamètre de la buse (mm) et h : pression à la buse (35 m).

$$L = 3 * (7)^{0.5} \times (35)^{0.25} = \mathbf{19.3m} \rightarrow L=19,3 \text{ m.}$$

Comme cette formule demande encore plus de précision on va prendre la valeur du catalogue Figure annexe (5), pour le diamètre de la buse de 7mm et une pression de 1,33 bars la portée est de 18,5m.

VIII.6.3. Calcul des écartements entre les rampes et arroseurs

Les normes recommandent l'écartement maximum suivant :

E_l entre les lignes d'arrosage : 1,3 à 1,02 L.

E_a entre les arroseurs sur la rampe : 0,8 à 0,5 l.

Les valeurs maximales correspondent à des conditions de vent peu violent (<10Km/h).

Les valeurs minimales à des conditions correspondent à des conditions des vitesses du vent assez dures (>15Km/h).

La zone d'étude présente des vitesses moyennes maximales annuelles du vent de l'ordre de 2 m/s , donc on prend les valeurs maximales :

$$E_l = 1,3 \times 18,5 = 24,05 \text{ m} \rightarrow EL = 24,05 \text{ m.}$$

$$E_a = 0,8 \times 18,5 = 14,8 \text{ m} \rightarrow EL = 14,8 \text{ m.}$$

On prend les valeurs normalisées des écartements qui sont donc : $E_l = 24 \text{ m}$, $E_a = 24 \text{ m}$, d'après la figure annexe (5), la valeur de ($E_l \times E_a$) correspond à (24×24) m.

VIII.6.4. Calcul du débit de l'asperseur

Le débit d'un asperseur est calculé par la relation suivante :

$$q = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = 0,95 \times \frac{3,14 \times (7 \times 10^{-3})^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 35} = 3,44 \text{ m}^3 / h \dots(\text{VIII.29})$$

h : pression à la buse (35 m). $m = 0,95$

Ou bien à partir du tableau annexe (5) on trouve le débit :

$$q = 3,48 \text{ m}^3 / h \rightarrow q=3,48 \text{ m}^3 / h$$

VIII.6.5. Vérification de la pluviométrie de la buse

Si on admet que l'écartement est proportionnel à L, la pluviométrie horaire p en (mm/h) peut être appréciée via la relation :

$$p = \frac{q}{E_l \times E_a} \dots\dots\dots (VIII.31)$$

$$p = \frac{3,48}{24 \times 24} = 6 \text{ mm / h}$$

➔ P=6 mm/h

Donc le diamètre (d) de la buse assurera la pluviométrie $P \leq K = 18 \text{ mm/h}$.

VIII.6.7. Le temps nécessaire pour donner une dose par 1 asperseur

Le temps T pour donner une dose sans dépasser la capacité d'infiltration est calculé par relation suivante :

$$t = \frac{\text{dose}}{p} \dots\dots\dots (VIII.32)$$

La dose est la réserve facilement utilisable RFU en mm. D'après les résultats d'essais par la méthode de cylindre

RFU = 40 mm = la Dose.

Dose réelle = 40 x 0,9 = 36 mm.

Dose brut = 36/0,75 = 48 mm, avec 0,75 c'est l'efficience de l'asperseur.

$$t = \frac{D \text{ brut}}{P} = \frac{48}{6} = 8 \text{ h.}$$

➔ t = 8 h.

Donc on pourra adapter une (1) position par jour pour un asperseur, ce qui donne un temps de fonctionnement d'un asperseur par jour égal à 8h.

VIII.6.8. Nombre D'irrigation

$$Ni = \frac{B_{net}}{Dose} \dots\dots\dots (VIII.33)$$

$$= \frac{199,32}{40} = 5 \text{ fois/mois. } \rightarrow Ni = 5 \text{ fois/mois.}$$

$$Dr = \frac{B_{net}}{5} = 39,86 \text{ mm} \dots\dots\dots (VIII.34)$$

➔ Dr=39,86 mm.

VIII.6.9. La durée d'une rotation d'irrigation

$$D(jr) = \frac{Nj / mois}{Ni} \dots\dots\dots (VIII.35)$$

$$D(jr) = \frac{24}{5} = 5j \rightarrow Djr = 5 \text{ jours}$$

VIII.6.10 Volume fourni par 1 asperseur pendant 1 mois

$$V = Np/j \times Nj/mois \times dose \times E_1 \times E_a \dots\dots\dots (VIII.36)$$

$$= 1 \times 24 \times 0,039 \times 24 \times 24 = 539,136 \text{ m}^3.$$

$$V_{asp} = 539,136 \text{ m}^3 \rightarrow V_{asp} = 539,136 \text{ m}^3.$$

VIII.6.11. Volume à épandre en 1 mois sur toute la parcelle :

$$V_t = \text{besoin mensuel en eau} \times S \dots\dots\dots(VIII.37)$$

Pour le mois de pointe :

$$B_{\text{mensuel}} = 87,45\text{mm} = 87,45 \times 10 = 874,5 \text{ m}^3/\text{ha}, \text{ et } S = 3,37 \text{ ha (la surface de l'ail).}$$

$$V_t = 874,5 \times 3,37 = 2947 \text{ m}^3 \rightarrow V_t = 2947 \text{ m}^3$$

VIII.6.12 Le nombre d'asperseurs :

Le nombre d'asperseurs se calcul par le rapport entre toute la quantité d'eau à épandre durant le mois de pointe sur la quantité que peut apporter par un seul asperseur

$$N_{asp} = \frac{V_t}{V_{asp}} \dots\dots\dots(VIII.38)$$

$$= \frac{2947}{539,136} = 6_{asp} \rightarrow V_t = 2947 \text{ m}^3.$$

Donc le nombre d'asperseurs qu'on va utiliser est de : N = 4.

VIII.7 dimensionnement de la rampe

✓ La longueur de la rampe :

$$L_r = \text{largeur}/2 - E_a/2 \dots\dots\dots(VIII.39)$$

$$\frac{l_{ar} \text{ eur}}{g \cdot 2} - \frac{E_a}{2} = \frac{123}{2} - \frac{24}{2} = 49,5.$$

➔ $L_r = 49,5 \text{ m}$.

- ✓ Nombre d'asperseurs par rampe :

$$Na/r = \frac{\text{largueur}}{E_a} + 1 \dots\dots\dots (VIII.40)$$

$Na/r = 49,4/24 + 1 = 3 \text{ ➔ } Na/r = 3.$

La longueur de la porte rampe 287 m.

- ✓ Nombre de rampes qui fonctionne en même temps :

$$Nr = \frac{Na}{Na/r} \dots\dots\dots (VIII.41)$$

$Nr = 6/3 = 2 \text{ ➔ } Nr = 2.$

$QR = Q_a \times Na/r \dots\dots\dots (VIII.42)$

$Q_R = 3,48 \times 3 = 10,44 \text{ m}^3/\text{h}.$

Débit total = $10,44 \times 2 = 20,88 \text{ m}^3/\text{h} \text{ ➔ } Q_r = 20,88 \text{ m}^3/\text{h}.$

- ✓ Nombre de position de rampes :

$$N_p = \frac{L}{E_l} \dots\dots\dots (VIII.43)$$

$$N_{pR} = \frac{L}{E_l} = \frac{287}{24} = 12$$

➔ $N_{pr} = 12$

- ✓ Nombre de poste :

$$N_{\text{poste}} = N_{\text{posit}} \frac{N_{\text{bande}}}{NR} \dots\dots\dots (VIII.44)$$

$$= 12 * \frac{2}{2} = 12 \text{ poste}$$

➔ $N_{\text{poste}} = 12 \text{ postes}$

- ✓ Surface de chaque poste :

$$S_{\text{poste}} = \frac{S}{N_{\text{poste}}} \dots\dots\dots(\text{VIII.45})$$

$$\frac{3.36}{12} = 0.28 \text{ha}$$

➔ $S_{\text{poste}} = 0,28 \text{ ha}$.

✓ **Calcul des diamètres**

1. Diamètre de rampes

$$V = ((4 \times Q_r) / (3,14 / d^2))^{0,5} \dots\dots\dots(\text{VIII.46})$$

On suppose la vitesse $V = 1,5 \text{ m/s}$.

D'où :

$$D = ((4 \times 2,9 \times 10^{-3}) / (3,14 \times 1,5))^{0,5} = 0,0496 \text{ m}$$

➔ $D = 50 \text{ mm}$

On doit vérifier la vitesse :

$$V = (4 \times Q / 3,14 \times 0,075^2) = ((4 \times 2,9 \times 10^{-3}) / (3,14 \times 0,050)^2) = 1,47 \text{ m/s}$$

➔ $V = 1,47 \text{ m/s}$.

2. Diamètre de porte rampes

$$D_{\text{pr}} = ((4 \times Q_r) / (3,14 / V))^{0,5} \dots\dots\dots(\text{VIII.47})$$

On suppose la vitesse : $V = 1,5 \text{ m/s}$.

D'où :

$$D = ((4 \times 5,8 \times 10^{-3}) / (3,14 \times 1,5))^{0,5} = 0,070 \text{ m}$$

➔ $D = 70 \text{ mm}$

On doit vérifier la vitesse :

$$V = (4 \times Q / 3,14 \times 0,11^2) = ((4 \times 5,8 \times 10^{-3}) / (3,14 \times 0,075)^2) = 1,31 \text{ m/s}$$

➔ $V = 1,31 \text{ m/s}$

Tableau VIII.4 : Résumé des résultats de dimensionnement d'irrigation par aspersion

Culture de l'orge	
Numéro d'ilot	17
Numéro de borne	BR17
Pression de la borne (mce)	1.33
S (ha)	3.37
d (mm)	7.2
El (m)	24
Ea(m)	24
q	3.48
P mm/h	6
RFU (m)	40
Dose réel (m)	36
Dose brute (mm)	49
T h	8
Ni (fois/mois)	5
Dj	5
Volume de 1 asperseur (m ³)	539.136
Volume à épandre en 1 mois sur la parcelle (m ³)	2947
Nombre d'aspersion	3
Dimensionnement de rampe et porte rampes	
Longueur de la rampe (m)	123
Nombre d'asperseur par rampe	6
Nombre de rampe	2
Qr (m ³ /h)	10.44
Qpr (m ³ /h)	20.88
Np/r	12
Nombre de poste	12
Surface de poste	0.28

Diamètre de rampe (mm)	50
Diamètre de porte rampe (mm)	75

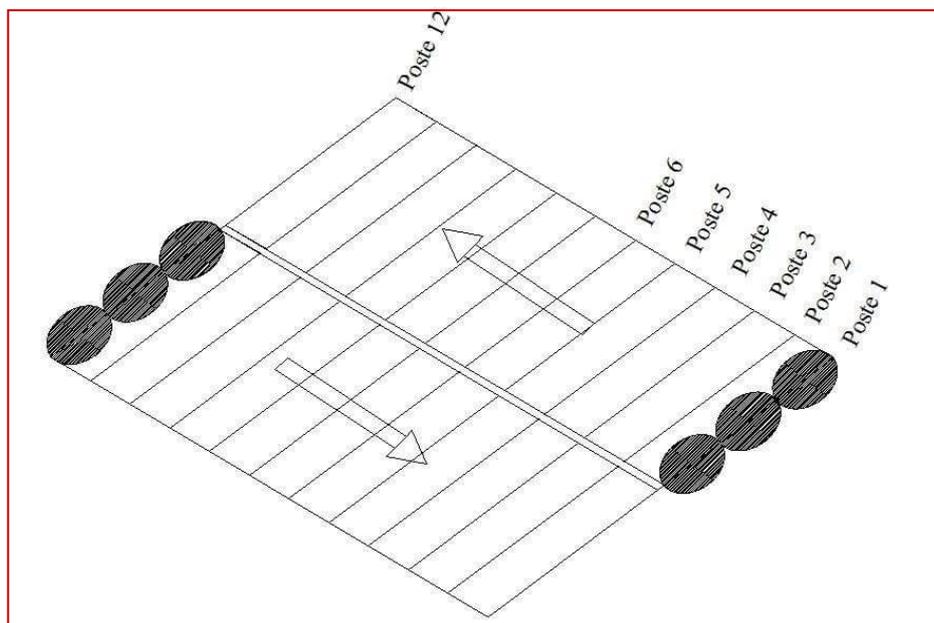


Figure VIII.4 : Disposition des postes d'irrigation et déplacement des rampes mobiles

VIII.8. Conclusion

Dans ce chapitre, on dimensionné notre réseau d'irrigation par les deux techniques aspersion et goutte à goutte où on a calculé les diamètres des rampes et les portes rampes avec leurs vitesses en utilisant après les diamètres normalisés pour la réalisation.

Chapitre IX

Organisation du chantier

IX.1 Introduction

Afin d'exécuter le projet dans les meilleures conditions possibles, une opération qui dit : organisation de chantier, il est de but de réaliser des projets dans des délais courts et de moindres couts, dans en utilise les moyens nécessaires pour satisfont notre objectifs et pour gérer le chantier dans les meilleurs conditions possibles.

IX.2 Exécutions des travaux**IX.2.1. Exécutions de tranchées**

L'installation des conduites d'irrigation nécessite les opérations suivantes :

- Implantation du tracé de la conduite.
- Exécutions du tranché.
- Aménagement du lot de pose des conduites.

La largeur de la tranchée doit être égale au diamètre extérieur de la conduite augmenté de 0,5 dans le but de permettre aux poseurs de travailler à l'aise et d'affecter sans gêne les différentes opérations de raccordements des tuyaux.

IX.2.2. Assise de la conduite

Lorsque l'exécution des tranchée est terminée, on doit remplir par une couche de 10-20 cm de sable ou de gravier fin ,dans le but de maintenir la conduite dans l'axe de tranchée et soutenir le poids du sol situé au dessus de la conduite . A enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

IX.3. Les actions reçues par les conduites

La pose des conduites demeure un facteur très important pour une protection des conduites celles-ci peuvent être poses de différentes manières selon le lieu et les obstacles rencontre si ils existent, Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

IX.3.1. Le tassement du terrain

- Les chocs lors de la mise en œuvre.
- Action des racines des arbres.
- la pression verticale due au remblai.
- la pression résultant des charges roulantes.
- la pression résultant des charges permanentes de surface.
- la pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.
- le poids propre de l'eau véhiculée.

IX.3.2. Epreuve d'essai de pression

Pour éviter de laisser ouverte une très grande longueur de tranchée, on aura soin de remblaiers au fur et à mesure que l'on pose les tuyaux.

Avant cela, il est indispensable de s'assurer par un essai de l'étanchéité des points, les essais partiels sont effectués sur une longueur de 150 à 200 m à cet effet nous adoptons une pression de 10 bars pour l'épreuve.

IX.4. Engins nécessaires pour l'exécution des travaux

- **Pelle excavatrice pour le terrassement de la tranchée**

La pelle est constituée d'un châssis porteur à chenille ou à pneus, surmonté d'une tourelle dotée d'une rotation continue sur 360 degrés, cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompe, moteur, vérins) le poste de conduite est l'équipement (bras, flèche, balancier, et godet). La pelle est utilisée pour :

- ✓ Excaver dans la direction de la machine.
- ✓ Creuser de dessus de la surface d'appuis.
- ✓ Creuser à une profondeur importante.
- ✓ Creuser rapidement et avec précision les tranchées à talus verticaux.

Les imposantes roues de chargeurs, mues par un moteur puissant, permettant la pratique de tous types de terrain suffisamment durs et une poussée importante vers l'avant.



Figure IX.1 : Une pelle hydraulique

- **Bulldozer**

Le bulldozer est tracteur à chenilles muni d'une lame fractale ; l'outil de terrassement est une lame profilé porté par 2 bars articulés qu'un mécanisme hydraulique permet de rabaisser ou de relever

Le bulldozer permet de préparé les terrains et excave ,et d'éliminer les obstacles ;grâce à sa puissance qui est caractérisé par celle de tracteur et qui varie de 25 à 1000 ch pour un poids de 5 à 100 T .ainsi que par la longueur de sa lame qui varie de 1,8 à 6 m.



Figure XI.2 : Un bulldozer

- **Les chargeurs**

Très largement utilisées dans les chantiers de terrassement, il permet de modifier et dépasser de manière rapide des tas de terres excavées.



Figure IX.3 : un chargeur

IX.5. Exploitation du système d'irrigation

L'exploitation d'un système d'irrigation consiste à faire fonctionner le service de l'eau ; assurer sa mobilisation, son transport, sa distribution dans le cadre contractuel défini avec tous les partenaires du projet, elle est effectuée de :

- Planification de l'utilisation de l'eau d'irrigation.
- Mesure d'exploitation et de répartition du système d'irrigation.
- Modernisation et amélioration du système en fonction de l'apparition de nouvelles techniques.

IX.6. Contrôle de l'état des terres irriguées

IX.6.1. Objectif de l'exploitation

L'exploitation d'un système d'irrigation doit :

- Assurer le bon fonctionnement des conduites et des ouvrages.
- Utiliser de façon complète et rationnelle des ressources hydrauliques.
- Assure la réalisation des plans envisagés.
- Protéger des terres agricoles contre la submersion, la formation des marées, la salinisation et la dégradation des sols par les eaux et les vents

IX.6.2. Surveillance et entretien du réseau

Les principales causes de fuites et qui doivent donc être évité lors de la mise en place du réseau sont les suivantes :

- Conduites placées ou il ya risque de gel.
- Terrain agressif ou instable.
- Caractéristiques de la conduite non adaptées à la pression de distribution.
- Protection insuffisante par rapport au trafic de surface.
- Mauvaise qualité de matériau.
- Appui de la conduite sur un point dur.
- Affaissement de réseau.

IX.7. Conclusion

La maîtrise de l'organisation de chantier et les techniques de pose de canalisation s'avèrent importantes pour un meilleur rendement de point de vue technique et économique.

Chapitre X

Evaluation des couts du projet

. X.1. Introduction

Le but de ce chapitre c'est l'estimation économique du coût d'aménagement des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions, pour notre projet d'irrigation on a les travaux de la conduite d'adduction, le réseau de distribution et les réseaux d'irrigation (goutte à goutte et aspersion).

X.2. Différents travaux à entreprendre**X.2.1. Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction et le réseau distribution sont :

- **Exécutions des tranchées**

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

- **Pose du lit de sable**

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 12 cm dans notre cas.

- **Pose des conduites**

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

- **Epreuve de joint et de la canalisation**

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

- **Remblayage des tranchées**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

- **Nivellement et compactage**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

X.2.2. Calcul du volume de terrassement

- ❖ **Largeur du fond de la tranchée**

La largeur d'ouverture de la tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + 2a \dots \dots \dots (X.1)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

d : diamètre de la conduite (m).

a : distance entre la conduite et le fruit de talus.

DN ≤ 200 >>> largeur de la tranchée = DN + 2 x 20 cm

DN > 200 >>> largeur de la tranchée = DN + 2 x 30 cm.

- ❖ **Profondeur de la tranchée**

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers et d'empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

$$H = e + d + h \dots \dots \dots (X.2)$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m).

e : hauteur du lit de pose (m) = 0,1 m.

d : diamètre de la conduite (m).

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite = 0,8 m.

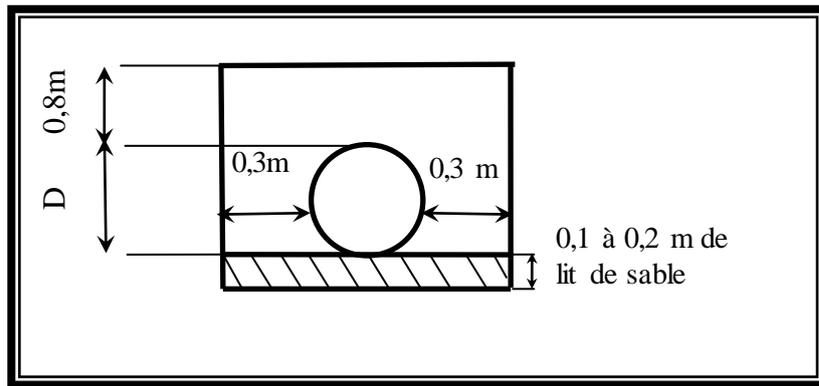


Figure X.1 : Schéma d'une tranchée

X.2.3. Calcul du volume de déblai

$$Vd = L . b . H \dots\dots\dots(X.3)$$

Avec :

Vd : Volume des déblais de la tranchée en (m³).

L : Longueur de la tranchée en (m).

H : profondeur de la tranchée (m).

Les résultats obtenus sont représentés dans le **Tableau X.1**.

Tableau X.1: Calcul du volume de déblai pour les canalisations du réseau

D (mm)	Longueur (m)	Hauteur (m)	Largeur (m)	V déblai (m3)
32	66	0,932	0,432	26,57
40	46	0,940	0,440	19,02
50	42	0,950	0,450	17,95
63	119	0,963	0,463	53,06
75	224	0,975	0,475	103,74
90	187	0,990	0,490	90,71
110	554	1,010	0,510	285,36
125	108	1,025	0,525	58,12
160	232	1,060	0,560	137,71
200	321	1,100	0,600	211,86
250	2111	1,150	0,850	2 063,50
315	2076	1,215	0,915	2 307,94
400	1344	1,300	1,000	1 747,2
500	1820	1,400	1,100	2 802,8

630	400	1,530	1,230	752,76
-----	-----	-------	-------	--------

Donc le volume total du déblai est : **Vd = 10 678,32 m³**.

X.2.4. Calcul du volume de lit de sable

Ce lit correspond à une couche de sable de 10 cm 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 :

$$V_s = e \cdot b \cdot L \dots \dots \dots (X.4)$$

Avec :

Vs : Volume du sable en (m³).

e : Epaisseur du sable, e = 10 cm.

Tableau X.2: Calcul du volume de sable pour les canalisations du réseau

D (mm)	Longueur (m)	Epaisseur (m)	Largeur (m)	V sable (m3)
32	66	0,1	0,432	2,85
40	46	0,1	0,440	2,02
50	42	0,1	0,450	1,89
63	119	0,1	0,463	5,51
75	224	0,1	0,475	10,64
90	187	0,1	0,490	9,163
110	554	0,1	0,510	28,25
125	108	0,1	0,525	5,67
160	232	0,1	0,560	12,99
200	321	0,1	0,600	19,26
250	2111	0,1	0,850	179,43
315	2076	0,1	0,915	189,95
400	1344	0,1	1,000	134,40
500	1820	0,1	1,100	200,20
630	400	0,1	1,230	49,20

Donc le volume total du sable est : **Vs = 851,4429 m³**.

X.2.5. Calcul du volume de remblai

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai, c'est le volume qu'occupent la conduite et le volume occupé par le lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s) \dots\dots\dots(X.5)$$

Avec :

V_r : Volume du remblai compacté (m³)

V_d : Volume du déblai (m³)

V_s : Volume du sable

V : Volume occupé par la conduite (m³)

Tableau X.3: Calcul du volume de remblai pour les canalisations de distribution

D (mm)	V déblais (m)	V conduites (m)	V de sable (m)	V remblais (m3)
32	26,57	2,112	2,85	21,61
40	19,02	1,84	2,02	15,16
50	17,95	2,1	1,89	13,96
63	53,06	7,497	5,51	40,05
75	103,74	16,8	10,64	76,3
90	90,71	16,83	9,163	64,72
110	285,36	60,94	28,25	196,17
125	58,12	13,5	5,67	38,95
160	137,71	37,12	12,99	87,60
200	211,86	64,2	19,26	128,4
250	2063,50	527,75	179,43	1356,32
315	2307,94	653,94	189,95	1464,05
400	1747,2	537,6	134,4	1075,2
500	2802,8	910	200,2	1692,6
630	752,76	252	49,2	451,56

Donc le volume total du remblai est : $V_r = 6\,722,6557\text{ m}^3$.

X.2.6. Estimation de cout total de projet

a) **Estimation de cout de pose de canalisation du réseau :**

Tableau X.4: Estimation du cout de pose de canalisation du réseau.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire TTC (DA/m)	Montant TTC DA
Déblai en terrain	m	10678,32	400	4 271 328
Lit de sable	m ³	851,44	1000	854 442,9

Remblaiement de la tranchée	m ³	6722,65	450	3 025 194,7
			Total	8 150 965,65 DA

b) Estimation du cout des conduites du réseau

Tableau X.5 : Estimation du coût des conduites du réseau

Pièces		Unité de mesure	Quantité	Prix unitaire TTC (DA/m)	Montant (DA)
32	PEHD	m/l	66	64,47	4 255,02
40	PEHD	m/l	46	97,69	4 493,74
50	PEHD	m/l	42	150,53	6 322,26
63	PEBD	m/l	119	238,48	28 379,12
75	PEBD	m/l	224	338,61	75 848,64
90	PEHD	m/l	187	446,80	83 551,60
110	PEHD	m/l	554	665,64	368 764,56
125	PEHD	m/l	108	843,99	91 150,92
160	PEHD	m/l	232	1382,45	320 728,40
200	PEHD	m/l	321	2162,92	694 297,32
250	PEBD	m/l	2111	3357,81	7 088 336,91
315	PEBD	m/l	2076	5057,83	10 500 055,08
400	PEHD	m/l	1344	8115,39	10 907 084,16
500	PEHD	m/l	1820	12616,15	22 961 393,00
630	PEHD	m/l	400	19980,32	7 992 128,00
				Total	61 126 788,70 DA

c) Estimation du cout des vannes

Tableau X.6 : Estimation du coût des vannes

Vannes				
Désignation	Unité	Quantité	prix unitaire (DA)	prix total (DA)
Vanne DN75	U	1	8 925	8 925
Vanne DN110	U	1	9 877	9 877
Vanne DN125	U	2	14 875	29 750
Vanne DN400	U	1	190 400	190 400
			Total	238 952 DA

d) Estimation du cout des bornes

Tableau X.7 : Estimation du coût des bornes

Accessoires	Prix de la borne	Prix T + manchon 1,5 m	Prix buse en béton de diamètre 1,5 m et hauteur 2 m	Prix total de la borne (DA)	Nombre de bornes	Le montant (DA)
Les bornes	160,000	20,000	120,000	300,000	28	8 400 000

e) Le coût de la station de pompage

La station de pompe se compose d'un bloc bâtiment en génie civil + 3 pompes 50 l/s et HMT 20 m, une bache d'eau 34 m³, chariot élévateur 1,5 tonnes, réservoir anti bélier, tuyauterie à l'intérieur de la station, tableau de commande, armoire électrique.

Le coût de la station entre 37 000 000 DA et 50 000 000 DA, on prend une valeur dans cet intervalle, représenté dans le tableau ci-après.

Tableau X.8 : Estimation du coût de station de pompage

Station de pompage		
Désignation	Unité	Prix total (DA)
Station de pompage	U	40 000 000

f) Estimation du cout de réservoir

Tableau X.9 : Estimation du coût des réservoirs

Désignation	Unité	Capacité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Réservoir	U	2 000 m ³	2	40 000 000	80 000 000

X.2.7. Devis du réseau d'irrigation localisée

Il s'agit des équipements à l'aval de la borne d'irrigation qui fait partie du réseau de distribution collectif ou individuelle. Ce sont des équipements individuels, propriété de chaque exploitant.

L'équipement à la parcelle d'un réseau localisée comprend les accessoires suivants :

NB : Les prix qui sont calculé pour la parcelle dimensionné numéro 2.

Tableau X.10 : Estimation du coût rampes

Caractéristique d'appareil	Unité	Quantité	Longueur de rampe	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Ecartement 1m avec goutteur	ml	53	265,15	52,5	737 779,87

Tableau X.11 : Estimation du coût des goutteurs

Caractéristique d'appareil	Unité	Quantité	Longueur de rampe	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Goutteurs	U	134	53	8,77	62 284,54

Tableau VIII.12 : Estimation du coût des portes rampes

Caractéristique d'appareil	Unité	Quantité	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Porte rampe	ml	1	110	208,44	607,5	126 627,3

X.2.8. Devis du réseau d'irrigation par aspersion

Il s'agit des équipements à l'aval de la borne d'irrigation qui fait partie du réseau de distribution collectif ou individuelle. Ce sont des équipements individuels, propriété de chaque exploitant.

L'équipement à la parcelle d'un réseau localisée comprend les accessoires suivants :

Tableau X.13 : Estimation du coût rampes

Caractéristique d'appareil	Unité	Quantité	Diamètre	Longueur de rampe	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Ecartement 24 m avec asperseur	ml	24	50	49,4	131,35	7 786 724,4

Tableau X.14 : Estimation du cout des asperseurs

Caractéristique d'appareil	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Asperseurs	U	72	6 900	496 800

Tableau VIII.15 : Estimation du cout des portes rampes

Caractéristique d'appareil	Unité	Quantité	Diamètre (mm)	Longueur	Prix unitaire DA	Montant (DA)
Porte rampe	ml	2	75	28 7	273	5 876 325

X.3. Conclusion

Dans ce chapitre, on a estimé les coûts de chaque élément utilisé dans notre travail, commencent par les coûts des volumes de sable, déblais, remblais, en suite les coûts de tous les conduites utilisés soit les conduites d'adduction, les conduites d'amené et les conduits du réseau. Après l'estimation des coûts de réservoir, la station de pompage, les bornes, les vannes et en fin les coûts des installations goutte à goutte et aspersion, cette dernière on a donné un exemple pour chaque cas car on a dimensionné 2 parcelles et sa sera la même méthode pour les autres parcelles.

CONCLUSION GENERALE

Le présent mémoire permet d'étudier le périmètre d'Oum El Bouaghi, alimenté par les eaux épurées produites par la station d'épuration de la ville d'Oum El Bouaghi.

Ce projet rentre dans la politique active de mobilisation des ressources en eau contre le stress hydrique et l'irrégularité des ressources d'une part et d'assurer la couverture des besoins en eau pour l'agriculture d'autre part.

On a supposé que les eaux usées de la STEP d'Oum El Bouaghi sont de bonne qualité et susceptibles d'être utilisées en irrigation, et on travaillé selon les normes tout en prenant en considération les recommandations proposées, car la STEP en cours de réalisation.

Le périmètre d'étude se situe au sud de la ville d'Oum El Bouaghi, dans une zone caractérisé par un climat semi aride avec une température évaporation élevée.

L'étude des caractéristiques physiques et pédologiques du site a montré que la texture pour l'ensemble des profils est de type argileux fine avec un taux très élevé de calcaire actif, un pH alcalin et une carence remarquable en phosphate et en azote en tenir compte des propriétés du sol de la zone d'étude.

L'estimation des besoins en eau des cultures aptes au sol du périmètre est basée sur le calcul de l'évaporation potentielle avec la méthode de Penman-Monteith ce qui nous a permis par la suite de dimensionner le réseau distribution et ces différents ouvrages annexes

On fait l'étude du système d'adduction commencent par une étude des variantes d'aménagement où la variante qui présente un réseau maillé était choisi car elle présente moins de conduites en comparant avec le réseau ramifié par conséquent c'est la plus économique.

La desserte gravitaire du réseau de distribution proposé est assurée par 2 réservoirs jumelée de 2 000 m³ surélevés et alimentés par la station de pompage projeté à l'aval de la STEP. Les conduites constituant le réseau sont en PEHD de PN10 bars.

Nous avons utilisé les 2 systèmes d'irrigation pour le dimensionnement : le goutte à goutte pour l'olivier et l'arboriculture et l'aspersion pour les cultures ail, orge et fourragère.

A la fin, on a calculé le coût du projet en estimons les prix des pompes, des deux réservoirs, des conduites, des vannes et des bornes.

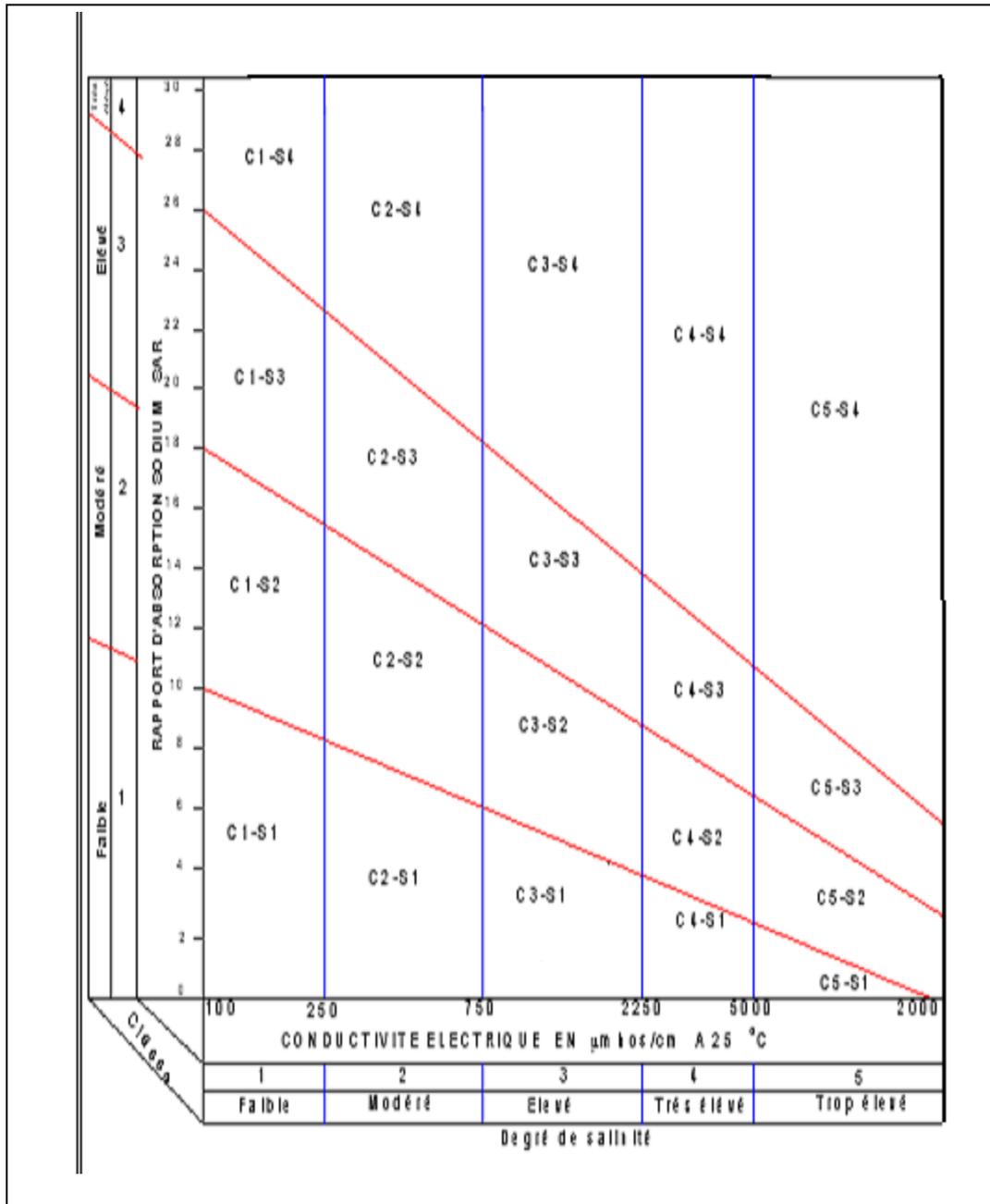
Références
Bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Bulletin N°30 FAO** Calcul des besoins en eau des cultures
- [2] **Bulletin DE FAO N° 24** Les besoins en eau des cultures, 1975 (A C* E F)
- [3] **Jean Robert Tiercelin**, Traité de l'irrigation (Technique et documentation 1998).
- [4] **M. MESSAHEL(1988)** : Irrigation au goutte à goutte (Régime d'irrigation) Edition O.P.U
Alger
- [5]**KHALFI AHMED (2011)** dimensionnement d'un réseau de distribution destiné à l'irrigation du périmètre de la commune de TIPAZA à partir des eaux épurées des STEP de HADJOUT et de TIPAZA Mémoire de fin d'étude.
- [6]**BOUBEKER SAMI (2015)** Etude de périmètre d'irrigation lahzima commune de l'outya (W.BISKRA) à partir du barrage de fontaines des gazelles superficie de 288 ha. Mémoire de fin d'étude
- [7] **MTAHRI MOHAMED SAID (2012)** simulation simultanée de la pollution azoté et phosphaté des eaux usées traités par des procédés mixtes, cas de la STEP est de la ville de tizi-ouazou. Thèse de Doctorat p27-31.
- [8]**BENALIA OUANOUKI(2014)**, gestion de l'environnement, traitement des eaux usées p26-40.
- [9] **TEMZI Djillali(2003)**, protection d'un réseau d'irrigation sous pression et étude comparative entre l'irrigation par aspersion et l'irrigation localisé dans la vallée du bas isser algérois (w.boumerdes)
- [10]**AISSANI AISSA(2011)**, Utilisation des eaux usées épurées de la station de Boumerdes pour l'irrigation des vergers d'arboriculture. Mémoire de fin d'étude.

Les annexes

ANNEXE 01 : Diagramme de classification des eaux D'irrigation



ANNEXE 02 : Coefficients culturaux Kc

2. COEFFICIENTS CULTURAUX (Kc)

CULTURE	Stades de développement de la culture					Durée totale de la période végétative
	Initial	Développement	Mi-saison	Arrière saison	Récolte	
Bananiier 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
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
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
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
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
Cane 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
Tourne-sol	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	1.05-1.2	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
sans sarclage						0.85-0.9
Olivier						0.4-0.6

Premier chiffre : avec forte humidité (HRmin > 70%) et vent faible (U < 5 m/sec).
 Second chiffre : avec faible humidité (HRmin < 20%) et vent fort (> 5 m/sec).

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage n° 33, Tableau 18.

ANNEXE 03 : Réserve d'humidité facilement utilisable (RFU)

5. RESERVE D'HUMIDITE FACILEMENT UTILISABLE (RFU)

DONNEES GENERALES SUR LA PROFONDEUR D'ENRACINEMENT DES CULTURES EN PHASE DE PLEIN DEVELOPPEMENT, FRACTION DE L'EAU UTILISABLE (p) ET RESERVE FACILEMENT UTILISABLE (p.Sa) POUR DIFFERENTS TYPES DE SOLS (en mm/m de profondeur) QUAND ET _{cult} = 5-6 mm/jour					
Culture	Profondeur d'enracinement (d) m	Fraction (p) de l'eau utilisable ¹	Réserve d'eau facilement utilisable (p.Sa) mm/m ¹		
			T.fina	T.moyenne	T.grossière
Luzerne	1.0-2.0	0.55	110	75	35
Banane	0.5-0.9	0.35	70	50	20
Orge ²	1.0-1.5	0.55	110	75	35
Haricot ²	0.5-0.7	0.45	90	65	30
Betterave	0.5-1.0	0.5	100	70	35
Chou	0.4-0.5	0.45	90	65	30
Carotte	0.5-1.0	0.35	70	50	20
Céleri	0.3-0.5	0.2	40	25	10
Agrumes	1.2-1.5	0.5	100	70	30
Trèfle	0.6-0.9	0.35	70	50	20
Cacao		0.2	40	30	15
Coton	1.0-1.7	0.65	130	90	40
Concombre	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Daté	1.5-2.5	0.5	100	70	30
Fruitiers cadu.	1.0-2.0	0.5	100	70	30
Lin ²	1.0-1.5	0.5	100	70	30
Céréales ²	0.9-1.5	0.6	120	80	40
Céré. d'hiver ²	1.5-2.0	0.6	120	80	40
Vigne	1.0-2.0	0.35	70	50	20
Gazon	0.5-1.5	0.5	100	70	30
Arachide	0.5-1.0	0.4	80	55	25
Laitue	0.3-0.5	0.3	60	40	20
Maïs ²	1.0-1.7	0.6	120	80	40
Maïs-ensilage		0.5	100	70	30
Melon	1.0-1.5	0.35	70	50	25
Olivier	1.2-1.7	0.65	130	95	45
Oignons	0.3-0.5	0.25	50	35	15
Palmier	0.7-1.1	0.65	130	90	40
Pois	0.6-1.0	0.35	70	50	25
Poivron	0.5-1.0	0.25	50	35	15
Ananas	0.3-0.6	0.5	100	65	30
Pomme de terre	0.4-0.6	0.25	50	30	15
Carthame ²	1.0-2.0	0.6	120	80	40
Sisal	0.5-1.0	0.8	155	110	50
Sorgho ²	1.0-2.0	0.55	110	75	35
Soja	0.6-1.3	0.5	100	75	35
Epinard	0.3-0.5	0.2	40	30	15
Fraisier	0.2-0.3	0.15	30	20	10
Betterave suc.	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Canne à sucre ²	1.2-2.0	0.65	130	90	40
Tournesol ²	0.8-1.5	0.45	90	60	30
Patate douce	1.0-1.5	0.65	130	90	40
Tabac - init.	0.5-1.0	0.35	70	50	25
tard		0.65	130	90	40
Tomate	0.7-1.5	0.4	180	60	25
Légumes	0.3-0.6	0.2	40	30	15
Blé	1.0-1.5	0.55	105	70	35
maturité		0.9	180	130	55
Volume total d'eau du sol disponible (Sa) (mm/m)			200	140	60

¹ Quand ET_{cult} < 3 mm/jour, augmenter les valeurs de 30 % ; quand ET_{cult} > 8 mm/jour, réduire les valeurs de 30 %. Ceci suppose des conditions non salines (CE < 2 dS/m).

² Des valeurs supérieures à celles indiquées ici sont observées durant la maturation.

Sources: Taylor (1965), Stuart et Hagan (1972), Salter et Goode (1967), Rijtema (1965), etc.

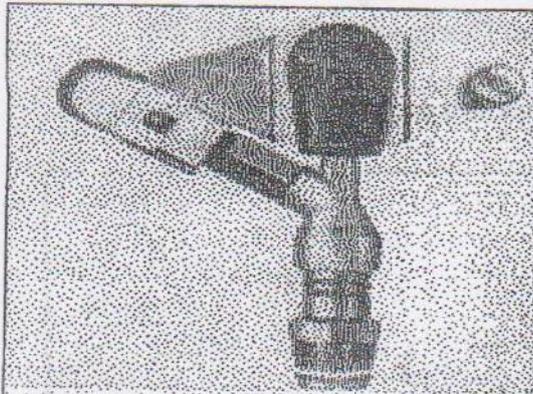
Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage N° 24, Tableau 39 (nouvelle version).

LES ANNEXES :

ANNEXE 04 :les diametres des tubes en PEHD

PEHD PN10 bar		
DN ext mm	EP mm	DN int mm
32	2	28
40	2.4	35.2
50	3	44
63	3.8	55.4
75	4.5	66
90	5.4	79.2
110	6.6	96.8
125	7.4	110.2
160	9.5	141
200	11.9	176.2
250	14.8	220.4
315	18.7	277.6
400	23.7	353.6
500	29.7	440.6
630	37.4	555.2
PEHD PN16 bar		
32	3	26
40	3.7	32.6
50	4.6	40.8
63	5.8	51.4
75	6.8	61.4
90	8.2	73.6
110	10	90
125	11.4	102.2
160	14.6	130.9
200	18.2	163.6
250	22.7	204.6
315	28.6	257.8
400	36.3	327.4
500	45.4	409.2
630	57.2	515.6

ANNEXE 05 : Caractéristiques de l'asperseur circulaire



Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30

1 buse
angle de jet 30°
Raccord fileté 1"

Ø de la buse mm	pression à la buse bar	portée m	débit m³/h	espacement m		surface irriguée m²		densité d'aspersion mm/h	
				□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.
4,0	2,5	13	0,93	12/18	18/18	216	324	4,3	2,88
	3,0	14,5	1,02	18/18	18/24	324	432	3,16	2,36
	3,5	15,3	1,11	18/18	18/24	324	432	3,42	2,57
	4,0	16	1,19	18/18	18/24	324	432	3,71	2,76
4,2	2,5	13,5	1,04	12/18	18/24	324	432	4,8	2,42
	3,0	15	1,14	18/18	18/24	216	432	3,52	2,64
	3,5	15,8	1,23	18/18	18/24	324	432	3,8	2,85
	4,0	16,5	1,32	18/24	24/24	324	576	3,06	2,3
4,5	2,5	14	1,20	18/18	18/24	432	432	3,71	2,78
	3,0	15,5	1,32	18/18	18/24	324	432	4,07	3,05
	3,5	16,3	1,42	18/18	18/24	324	432	4,38	3,29
	4,0	17	1,52	18/24	24/24	324	576	3,52	2,64
4,8	2,5	14,5	1,38	18/18	18/24	432	432	4,27	3,2
	3,0	16	1,51	18/18	18/24	324	432	4,66	3,5
	3,5	16,5	1,63	18/24	24/24	324	576	3,78	2,82
	4,0	17	1,75	18/24	24/24	432	576	4,05	3,04
5,0	2,5	14,5	1,48	18/18	18/24	432	432	4,57	3,43
	3,0	16,5	1,63	18/18	18/24	432	432	5,04	3,77
	3,5	17	1,76	18/24	24/24	324	576	4,08	3,05
	4,0	17,5	1,88	18/24	24/24	324	576	4,35	3,26
5,5	2,5	15,2	1,82	18/18	18/24	432	432	5,62	4,22
	3,0	17	1,99	18/24	24/24	432	576	4,61	3,45
	3,5	17,5	2,14	18/24	24/24	324	576	4,95	3,71
	4,0	18	2,29	18/24	24/24	432	576	5,31	3,98
6,0	2,5	16,2	2,18	18/24	24/24	432	576	5,00	3,75
	3,0	17,5	2,37	18/24	24/24	432	576	5,50	4,12
	3,5	18	2,56	18/24	24/24	432	576	5,92	4,43
	4,0	18,5	2,74	18/24	24/24	432	576	6,35	4,76
7,0	2,5	17,5	2,96	18/24	24/24	432	576	6,9	5,1
	3,0	18,0	3,22	18/24	24/24	432	576	7,5	5,6
	3,5	18,5	3,48	24/24	24/24	576	576	6,0	6,0
	4,0	19,0	3,73	24/24	24/30	576	720	6,5	6,9

Figure IV.48 : fiche technique d'un arroseur

ANNEXE 06 : prix des conduites en PEHD

Voie A Zone Industrielle BP 160 - 22000 Sidi Bel Abbès
048 70 31 90

048 70 35 58

www.groupe-chiali.com

e-mail : info@groupe-chiali.com

Tube PEHD eau

Désignation Article	UM	Nouveau PV	
		HT	Nouveau PV TTC
TUBE PEHD Ø 20 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	32,21	37,68
TUBE PEHD Ø 25 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	41,09	48,08
TUBE PEHD Ø 32 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	53,95	63,12
TUBE PEHD Ø 40 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	69,88	81,76
TUBE PEHD Ø 50 PN 06 EP 2.4 mm	ML	87,64	102,54
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 06 EP. 2.5 mm	ML	131,72	154,11
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 06 EP. 2.9 mm	ML	186,46	218,15
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 06 EP. 3.5 mm	ML	257,19	300,91
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 06 EP. 4.2 mm	ML	374,09	437,68
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN 06 EP. 4.8 mm	ML	477,23	558,36
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN 06 EP. 6.2 mm	ML	787,69	921,60
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN 06 EP. 7.7 mm	ML	1 216,17	1 422,92
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN 06 EP. 9.6 mm	ML	1 898,66	2 221,44
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN6 EP. 12.1 mm	ML	2 951,91	3 453,73
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN6 EP. 15.3 mm	ML	4 703,04	5 502,55
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN6 EP. 19.1 mm	ML	7 241,55	8 472,62
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN6 EP. 19.1 mm	ML	11 492,57	13 446,38
TUBE PEHD Ø 20 PN 10 EP. 2.0 mm	ML	34,92	41,10
TUBE PEHD Ø 25 PN 10 EP. 2.0 mm	ML	45,78	53,74
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN10 EP. 2.0 mm	ML	59,00	69,47
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 10 EP. 2.4 mm	ML	83,90	97,69
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN10 EP. 3.0 mm	ML	128,66	150,39
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN10 EP. 3.8 mm	ML	205,63	238,48
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 10 EP. 4.5 mm	ML	289,41	338,01
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN10 EP. 5.4 mm	ML	381,88	449,97
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN10 EP. 6.6 mm	ML	568,93	663,64
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN10 EP. 7.4 mm	ML	721,36	843,99
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN10 EP. 9.5 mm	ML	1 181,58	1 382,46
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN10 EP. 11.9 mm	ML	1 848,65	2 162,62
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN10 EP. 14.8 mm	ML	2 869,93	3 357,81
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN10 EP. 18.7 mm	ML	4 322,93	5 057,83
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN10 EP. 23.7 mm	ML	6 936,23	8 115,39
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN10 EP. 29.7 mm	ML	10 783,03	12 616,15
TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN10 EP. 37.4 mm	ML	17 077,20	19 980,32

110080201	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 20 PN 16 EP. 2.0 mm	ML	33,20	38,84
110080251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 25 PN 16 EP. 2.3 mm	ML	48,78	57,07
110080321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN 16 EP. 3.0 mm	ML	79,24	92,71
110080401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 16 EP. 3.7 mm	ML	122,69	143,55
110080501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN 16 EP. 4.6 mm	ML	190,29	222,64
110080631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 16 EP. 5.8 mm	ML	301,05	352,23
110080751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 16 EP. 6.8 mm	ML	423,18	495,12
110080901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 16 EP. 8.2 mm	ML	554,17	648,38
110081101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 16 EP. 10.0 mm	ML	822,24	962,02
110081251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	ML	1 048,61	1 226,87
110081601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN16 EP. 14.6 mm	ML	1 713,83	2 005,18
110082001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN16 EP. 18.2 mm	ML	2 691,35	3 148,88
110082501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN16 EP. 22.7 mm	ML	4 163,97	4 871,85
110083151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN16 EP. 28.6 mm	ML	6 309,37	7 381,96
110084001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN16 EP. 36.3 mm	ML	10 192,06	11 924,71
110085001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN16 EP. 45.4 mm	ML	15 889,78	18 591,04
110086301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN16 EP. 57.2 mm	ML	25 229,57	29 518,59

