

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 : Conception Des Systèmes d'Irrigation et de Drainage

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION ET DE LA
DISTRIBUTION DU RESEAU D'IRRIGATION DU
PERIMETRE D'AIN S'FIHA.W.SETIF A PARTIR DE
LA STEP**

Présenté par :

M^r : SOLTANE Nabil

Devant les membres du jury:

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r M. MESSAHEL	professeur	Président
M^{me} L.S BAHBOUH	M A.A	Examinatrice
M^{elle} H. BOUCHAMA	M A.A	Examinatrice
M^{me} S. HARKAT	M A.A	Examinatrice
M^r A. AYAD	M A.A	Examineur
M^r BOUFEKANE Abdelmadjid	M A.A	Promoteur

Juillet - 2012

Remerciements

Tout d'abord, tout louange à dieu qui m'a fourni le courage, la capacité et la patience pour réaliser ce modeste travail avec toutes ses difficultés et ses obstacles.

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude a mon promoteur : M^{er} **Abdelmadjid BOUFEKANE**, Maître Assistant Chargé de Cours à l'ENSH, pour m'avoir accordé sa confiance pour mener à bien ce projet et pour l'encadrement de ce travail ainsi pour sa disponibilité, ces conseils ont largement contribué à l'aboutissement de ce travail.*

Je tiens à remercier Madame Leila Souad BAHBOUH, Chargé de Cours à l'ENSH, qui a bien voulu par son aimable bienveillance, diriger ce travail qu'elle trouve ici l'expression de mon profond respect.

Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Un merci particulier et spéciale à Ma femme R.B qui ma donner le courage a mon études.

Je tiens à remercier Monsieur Samir pour ses précieux conseils et orientations, qu'il reçoit ici les marques de mon amitié la plus sincère.

Un merci particulier à , pour la qualité de sa collaboration, son aide constante et pour la façon efficace et amicale avec laquelle elle a suivi ce travail. Pendant les nombreuses heures passées ensemble, j'ai appris à son contact les logiciels de cartographie.

Je remercie Mr Mohamed Saïd BENHAFID, Directeur de l'Ecole Nationale Supérieure de L'Hydraulique, qui n'a pas ménagé le moindre effort pour mettre à la disposition des étudiants tous les moyens nécessaires pour étudier dans de meilleures conditions.

Sans oublier de remercier tous mes enseignants de l'hydraulique

Je remercie qui m'ont aidé à la réalisation de ce mémoire.

Je n'oublie pas non plus tous mes amis et les membres de ma famille qui m'ont toujours encouragé.

Je tiens à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

Nabil. S

Dédicace

Je dédie ce modeste travail: A vous chers parents (YAMINA, ABDELHAFIDH) essayant ainsi de vous exprimer toute ma gratitude pour toute que vous m'avez apporté

A ma femme : R.B

A mes frères : ELHOSSINE, MOUNIR et BILAL.

A ma sœur : AYA (HOUDA)

Aux membres des familles : KADDACHE, GUERNINE, SOLTANE et ZAHOUANI

A tous mes collègues de L ENSH

A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour l'élaboration de ce travail.

NABIL.S

CHAPITRE I : Aspects généraux sur le secteur d'étude :

I.1- Localisation.....	2
I.2- Caractéristiques physiques du site.....	3
I.2.1- Caractéristiques climatiques.....	3
I.2.1.1- Précipitations.....	3
I.2.1.2- Températures.....	4
I.2.1.3- Humidité relative de l'air.....	5
I.2.1.4- Insolation.....	5
I.2.1.5- Gelée.....	6
I.2.1.6- Neige.....	6
I.2.1.7- Grêles.....	6
I.2.1.8- Vitesse du vent.....	7
I.2.1.9- Le Sirocco.....	7
I.2.1.10- Les Orages.....	7
I.3- Indices Climatiques.....	8
I.3.1- Quotient pluviométrique d'Emberger.....	8
I.3.2- Indice d'aridité.....	8
I.3.3- Indice annuel.....	9
I.3.4- Indice mensuel.....	9
I.4- Calcul de l'évapotranspiration potentielle.....	10
I.5- Types de Sols.....	10
I.6-Le choix des cultures	11
I.6.1-Définition de la ressource en eau	11
I.6.2- Découpage du périmètre en îlots d'irrigation	11
I.6.3- Les brise-vents	12
I.6.4- Choix de la technique d'irrigation	12
a) Les avantages	12
b) Les inconvénients	12
Conclusion	13

Chapitre II Recherche bibliographique sur l'irrigation et le choix d'assolements :

Introduction	15
II.1- L'irrigation sous pression	15
a) Les avantages	15
b) Les inconvénients	15
II.2- L'irrigation à la parcelle	16
a) L'irrigation par aspersion	16
a-1) Les avantages	16
a-2) Les inconvénients	16
b) L'irrigation localisée	16
b-1) Les avantages	17
b-2) Les inconvénients	17
II.3- Le réseau d'irrigation collectif et tracé économique	17
II.4- Le choix de l'assolement	18
II.4.1- Définition	18
II.4.2- L'importance d'assolement	18
II.4.3- Anticiper l'assolement pour mieux gérer les ressources en eau	19
a) Principe de la démarche	19
a-1) Collecte des données d'occupation des sols	19
a-2) Détermination des probabilités de transition entre cultures	19
a-3) Prédiction de l'occupation du sol de l'année à venir	20
a-4) Évaluation de la prédiction	20
II.4.4- Décisions d'assolement et incertitudes	20
Conclusion	21

Chapitre III : Présentation de la STEP de AIN S'FIHA (Sétif)

Introduction.....	22
III.1-Présentation du système assainissement de la ville deSétif.....	22
III.2-Les principaux collecteurs primaires réalisent.....	23
III.3- Données de base pour le dimensionnement.....	23
III.4- principe de traitement adopté avec description des ouvrages de la STEP de AIN S'FIHA.....	24
III.4.1- Principe de l'épuration biologique.....	24
III.4.2- Description des ouvrages de traitement.....	26
III.4.2.1- Description des ouvrages de traitement des eaux résiduelles urbaines... ..	26
A- Prétraitement.....	26
A.1- Un dégrillage.....	26
A.1.1- Grille grossière manuelle.....	26
A.1.2- Grille mécanisée (deux grilles).....	26
A.2- Dessableur - déshuileur (deux unités).....	27
A.3- Décanteur primaire	27
B- Traitement biologique.....	28
B.1- Bassin d'aération	28
B.2- Décanteur secondaire.....	28
C- Traitement tertiaire.....	29
III. 4.2.2- Description des ouvrages de traitements des boues.....	29
A- Le bassin de stabilisation.....	29
B- L'épaississeur.....	30
C- Lits de séchage.....	30

III.5- Les Analyses.....	31
III.5.1- Les normes des rejets.....	31
III.5.2- Les paramètres analysés.....	32
Conclusion.....	34

Chapitre IV : Etude hydrologique

IV-1-Introduction.....	35
IV-2-Hydrologie	35
IV-3- Présentation de la station	35
IV-4- L'homogénéité de la série pluviométrique	37
IV-5- Etude de l'échantillon et le choix du type de loi	39
IV-5- 1-Ajustement à la loi du log normal (loi de Galton).....	39
IV-5- 2- Test de validité de l'ajustement à la loi de Log-normale	42
- Test de Khi carrée	42
Conclusion.....	43

Chapitre V : évaluation des besoins en eau des cultures :

Introduction	44
V-1 Besoin en eau du périmètre.....	44
V-1-1 L'évapotranspiration	44
V-1-1-1 L'évapotranspiration de référence (ET ₀ ou ETP).....	45
V-1-1-2 L'évapotranspiration réelle (ETR).....	45
V-2 Méthodes d'évaluation d'évapotranspiration de référence :(ET ₀ ou ETP)	45
a) Formule de Blaney et Criddle (URSS)	46
b) Formule de turc (France1960)	46
c) Méthode de Penman&Monteith	47

V-3 Traitement des données pluviométriques	48
V-3-1 Précipitation moyenne mensuelle	49
V-3-2 Précipitation de projet (ou l'année de calcul)	49
V-4 Calcul de la pluie efficace	49
V-5 Les besoins en eau d'irrigation des cultures.....	50
Conclusion	53

Chapitre VI : Dimensionnement du réseau d'irrigation et ses ouvrages annexes

Introduction	54
VI.1 Classification des réseaux d'irrigation.....	54
VI.1.1 selon la construction	54
Réseau classique.....	54
Réseau fermé.....	54
Réseau mixte.....	54
VI.1.2 selon la réalisation.....	54
VI.1.3 selon la distribution de l'eau sur le périmètre.....	54
VI.1.4 selon le fonctionnement durant la période d'irrigation	54
VI.2 Choix du type de réseau d'irrigation.....	54
VI.3 Choix du type de matériau des conduites	55
VI.4 Réseau d'irrigation localisée.....	55
VI.4.1 Composition De l'installation	55
1* point de fourniture d'eau	55
2* L'unité de tête	55
3 * la conduite principale	56
4* porte rampes	56
5* les rampes	56
6* les distributeurs	56
6*1. Choix d'un distributeur	56
6*2. Différents types de distributeurs	57
VI.5 Entretien du réseau	58
VI.6 Lutte contre le colmatage organique	58
VI.7 Lutte contre le colmatage chimique	58
VI.8 Purge des canalisations	59

VI.9 Contrôle de l'installation	59
VI.10 Description des éléments du réseau existant	59
a. Le bassin d'irrigation	59
b. La conduite principale	59
VI.4.5. Les goutteurs	59

I^{er} partie : Dimensionnement du réseau d'irrigation

VI.I.1. Pour l'amandier	60
VI.I.1.a Besoins en eau journaliers max.....	60
VI.I.1.b Besoins net d'irrigation	60
VI.I.1.c Besoins brute d'irrigation	60
VI.I.1.d Dose fictive à apportée	61
VI.I.1.e Durée d'irrigation	61
VI.I.1.f Nombre de postes à irrigué.....	61
VI.I.1.g Surface d'un poste	61
VI.I.1.h Nombre de rampes par postes	62
VI.I.1.i Nombre de goutteurs par rampe.....	62
VI.I.1.j. Débit d'une rampe	62
VI.I.1.k Conditions hydrauliques	62
VI.I.1.l Diamètre des rampes	63
VI.I.1.m Les pertes de charge dans les rampes.....	63
VI.I.1.n les calculs pour les portes rampes.....	64
b. Diamètre.....	64
a. Débit.....	64
c. Les pertes de charges	64
VI.I.2. Pour l'abricotier	65
VI.I.2.1. Données générales pour l'abricotier	65
VI.I.3 Pour l'olivier.....	66
VI.I.3.1 Données générales pour l'olivier	66
VI.I.4 Calcul hydraulique des conduites principales	67
VI.I.4.1 Le débit d'installation	67
VI.I.4.2 Les diamètres des conduites.....	67
VI.I.4.3 Les pertes de charge	67
VI.I.4.4 Les vitesses.....	67

VI.I.5 Calcul hydraulique de la conduite principale (E)	68
a. Le débit	68
b. Le diamètre	68
c. Les pertes de charge.....	68
d. La vitesse	68
VI.I.6 La Pression en tête de l'installation	68
Conclusion	69

II^{ème} partie : l'adduction

Introduction	70
VI.II.1 Choix du tracé	70
VI.II.2 Estimation de la matière des tuyaux.....	70
VI.II.2.1 Canalisation en acier	70
VI.II.2.2 Canalisation en fonte.....	71
VI.II.2.3 Canalisation en amiante ciment.....	71
VI.II.2.4 Canalisation en matière plastique.....	71
VI.II.3 Assemblages des tuyaux.....	71
VI.II.4 Raccords.....	71
VI.II.5 Matériel de contrôles de débits.....	71
VI.II.6 Matériel de contrôle de pression.....	72
VI.II.7 Choix des types des conduites.....	72
VI.II.8 Les ouvrage d'adduction	72
VI.II.8.1 Conduite d'adduction gravitaire (STEP---Station de pompage).....	72
VI.II.8.2 Station de pompage.....	73
VI.II.8.3 Calcul de la puissance absorbe	74
VI.II.8.4 Choix de la pompe	74
VI.II.8.5 l'appareillage à la sortie des groupes.....	74
VI.II.8.6 Dispositif anti-bélier.....	75
Conclusion	75

Chapitre VII : Organisation de chantier /Estimation de projet

Introduction	76
VII.2- Les actions reçues par les conduites	76

VII.3. Exécution des travaux.....	76
VII.3.1- Vérification et manutention des canalisations.....	77
a)- Largeur du fond de la tranchée	77
b)- Profondeur de la tranchée	77
c)- Choix des engins de terrassement	78
VII.3.2- Aménagement du lit de pose	78
VII.3.3- La mise en place des canalisations.....	78
VII.3.5- Remblai des tranchées.....	79
VII.4- Nettoyage des conduites.....	79
VII.5- Surveillance et entretien du réseau (Détection des fuites d'eau)	79
VII.6. Calcul du volume de terrassement	80
VII.6.1- Pour les canaux principaux (Adduction et distribution)	80
A- Calcul du de déblai	80
B- Calcul du volume de lit de sable.....	80
C- Calcul du volume de remblai.....	80
D- Devis estimatif pour l'adduction	81
VII.7- Devis pour le réseau d'irrigation	82
VIII.7.1- Devis estimatif pour réseau d'irrigation.....	82
VII.7.2- Devis estimatif pour les accessoires	82
VII -7.3 Devis estimatif de notre projet.....	82
Conclusion	82

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

Introduction.....	83
VIII-1) Causes des accidents	83
a) Les facteurs matériels	83

b) Les facteurs humains	83
VIII-2) Prévention des accidents de travail.....	84
VIII-3) Comite de sécurité	84
VIII-4) Instructions structurelles sur la sécurité.....	84
VIII-5) Contrôle et entretien du matériel	85
VIII-6) Organisation du service de la sécurité d'ouvrage	85
VIII-7) Principes fonctions du service de sécurité	85
a) Etudes	85
b) Exécution.....	85
c) Contrôle.....	85
d) Animation	85
VIII-8) Les Conditions et les actions dangereuses dans le chantier	86
a) Les Conditions dangereuses.....	86
b) Les actions dangereuses.....	86
VIII-9) Mesures préventives	86
Conclusion.....	86

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Aspects généraux sur le secteur d'étude :

Figure. I.1 :	Plan de situation du périmètre d'étude	2
---------------	--	---

Chapitre III : Présentation de la STEP de AIN S'FIHA (Sétif)

Figure. III.1:	Le dégrillage.....	27
Figure. III.2 :	Le dessableur – déshuileur.....	27
Figure. III.3 :	Le décanteur primaire.....	28
Figure. III.4 :	Le bassin d'aération.....	28
Figure. III.5 :	Le décanteur secondaire.....	29
Figure. III.6 :	Le bassin de stabilisation.....	29
Figure. III.7 :	L'épaississeur.....	30
Figure. III.8 :	Les lits de séchage.....	30

Chapitre IV : Etude hydrologique :

Figure. IV. 1:	Ajustement à la loi de Galton.....	41
----------------	------------------------------------	----

Chapitre VI : Organisation de chantier /Estimation de projet :

Figure. VII.1 :	Schéma d'une tranchée.....	77
Figure. VII.2 :	Pelle équipée en rétro	78

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Aspects généraux sur le secteur d'étude :

Tableau. I.1 : Répartition de la pluviométrie à la station de Sétif 1968-2010.....	3
Tableau. I.2 : Répartition mensuelle et saisonnière des précipitations.....	3
Tableau I.3 : Relevés des températures en ° C.....	4
Tableau I.4 : Moyenne mensuelle et annuelle (%).....	5
Tableau I.5 : Nombre moyen d'heures par jour d'insolation.....	5
Tableau I.6 : Nombre de jours de Gelée.....	6
Tableau I.7 : Nombre de jours de Neige.....	6
Tableau I.8 : Nombre moyen de jours de Grêles.....	6
Tableau I.9 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents.....	7
Tableau I.10 : Nombre de jours de sirocco.....	7
Tableau I.11 : Nombre de jours d'orage.....	7
Tableau I.12 : paramètres et quotient d'Emberger.....	8
Tableau I.13 : Indice d'aridité mensuel.....	9
Tableau I.14 : Calcul d'ETP (mm/mois) par Panman et Turc.....	10

Chapitre III : Présentation de la STEP de AIN S'FIHA (Sétif) :

Tableau. III.1 : Les données de base pour le dimensionnement de la STEP.....	23
Tableau. III.2 : Les normes de rejets urbaines.....	31
Tableau III.3 : Relation entre la conductivité et la minéralisation des eaux.....	31
Tableau. III.4 : Les résultats des analyses obtenus pour l'eau brute.....	32
Tableau III.5 : Les résultats des analyses obtenus pour l'eau épurée.....	33

Chapitre IV : Etude hydrologique :

Tableau. IV.1 : Station pluviométrique de Mahouane (Sétif).....	35
Tableau. IV.2 : Précipitations moyennes mensuelles en (mm) à la station de Mahouane (Sétif) (Période : 1968 – 2010).....	36
Tableau. IV.3 : Test de Wilcoxon à la station de Mahouane (Sétif).....	38
Tableau. IV.4 : Ajustement à une loi de Log-normale	40
Tableau. IV.5 : Les résultats des fréquences 80% et 50%.....	42
Tableau. IV.6 : Table du χ^2 théorique	42
Tableau IV.7 : Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul.....	43

Chapitre V : Evaluation des besoins en eau des cultures

Tableau. V.1 : Calcul de l'évapotranspiration de référence ET_0 selon Penman&Monteith à la station de Mahouane (Sétif).....	48
Tableau. V.2 : Précipitation moyenne mensuelles de l'année du projet à la station de Mahouane (Sétif).....	49
Tableau. V.3 : Les valeurs mensuelles de P_{eff} à la station de Mahouane (Sétif).....	50
Tableau. V.4 : Besoins en eau d'irrigation des agrumes.....	51
Tableau V.5 : Besoins en eau d'irrigation des Oliviers	51
Tableau. V.6 : Besoins en eau d'irrigation des Amandiers	52
Tableau. V.7 : Besoins brutes en eau d'irrigation des cultures.....	52

Chapitre VI : Dimensionnement du réseau d'irrigation et ses ouvrages annexes :

Tableau VI.1 : données générales pour l'amandier.....	60
Tableau VI.2 : Les calculs des paramètres pour l'amandier.....	62
Tableau VI.3 : calcul de Dcal de la rampe pour l'Amandier.....	64
Tableau VI.4 : calcul de Dcal de la porte rampe pour le	65
Tableau VI.5: données générales pour l'abricotier.....	65
Tableau VI.6 : les paramètres calculés pour l'abricotier.....	65
Tableau VI.7: calcul de Dcal de la rampe pour l'abricotier.....	65
Tableau VI.8: calcul de Dcal de la porte rampe pour l'abricotier.....	66
Tableau VI.9 : données générales pour l'olivier.....	66
Tableau VI.10 : les paramètres calculés pour l'olivier.....	66
Tableau VI.11: calcul de Dcal de la rampe pour l'olivier.....	66
Tableau VI.12: calcul de Dcal de la porte rampe pour l'olivier.....	67
Tableau VI.13: Les résultats du calcul est indique dans le tableau suivant	68
Tableau VI.14: Caractéristiques des conduites de la variante d'adduction.....	73
Tableau VI.15: Caractéristiques des pompes.....	74

Chapitre VII : Organisation de chantier /Estimation de projet :

Tableau. VII.1 : Calcul du volume de déblai	80
Tableau. VII.2 : Calcul du volume de sable.....	80
Tableau. VII.3 : Calcul du volume de remblai.....	81
Tableau. VII.4 : Volumes et coût des travaux total.....	81
Tableau VII.5 : Calcul du cout du réseau d'irrigation.....	82

INTRODUCTION GENERALE

La réutilisation et le recyclage des eaux usées épurées, sont essentiels au développement de politiques solides de gestion durable de l'eau et de l'environnement. Dans les régions arides et semi-arides, la réutilisation des eaux usées est un élément essentiel de développement, car elle assure une ressource alternative durable en eau, la réduction de la pollution de l'environnement et la protection de la santé publique. Le développement et mise en œuvre d'une stratégie globale de gestion intégrée de l'eau avec réutilisation des eaux usées épurées sont les seules voies possibles pour éviter l'augmentation du déséquilibre entre l'alimentation limitée et la croissance rapide de la demande, ainsi que la dégradation importante de l'environnement, l'exploitation poussée des nappes souterraines et l'accroissement de leur pollution.

La réutilisation des eaux usées épurées est un domaine en pleine expansion, principalement associé à l'agriculture. Dans les pays où les réserves actuelles d'eau douce sont ou seront prochainement à la limite du niveau de survie, le recyclage des eaux usées est la seule alternative significative peu coûteuse permettant des réutilisations agricoles, industrielles et urbaines ne nécessitant pas une eau de qualité potable.

Sétif est l'une des villes d'Algérie qui connaît une situation d'assainissement assez grave. Une majeure partie des eaux usées de la ville est rejetées dans le milieu naturel sans traitement préalable et les conséquences sont déjà visible (pollution et dégradation de la qualité des eaux, pollution de l'environnement, apparition des maladies à transmission hydrique, etc.....).

En plus de l'état de son assainissement, Sétif connaît aussi une sécheresse aux dernières années. La dotation actuelle est de l'ordre de 200 l/j/hab, d'où une réutilisation des eaux usées après épuration à des fins agricoles, industrielles et municipales devient plus qu'une nécessité

I.1- Localisation

Le périmètre d'étude est situé à 3,5 Km au Sud de la ville de Sétif entre la localité de Ain S'Fiha et la commune de Mezloug et dont la majeure partie se trouve du coté gauche de la route nationale n°28 reliant Sétif à Barika.

On accède au périmètre par deux pistes principales issues de la route nationale n°28. Il est délimité localement par :

- Au Nord, par la ville de Sétif.
- Au Sud, par la piste issue de RN n° 28 et allant vers Mechtat El Melah.
- A l'Est par oued Echouk et le chemin de wilaya n°112.
- A l'Ouest par la route nationale n°28.
- Pour la plus grande partie du périmètre, la superficie restante de l'ordre de 800 ha se situe entre la RN n°28 et le piedmont de Djebel Kifane Berrighoua.

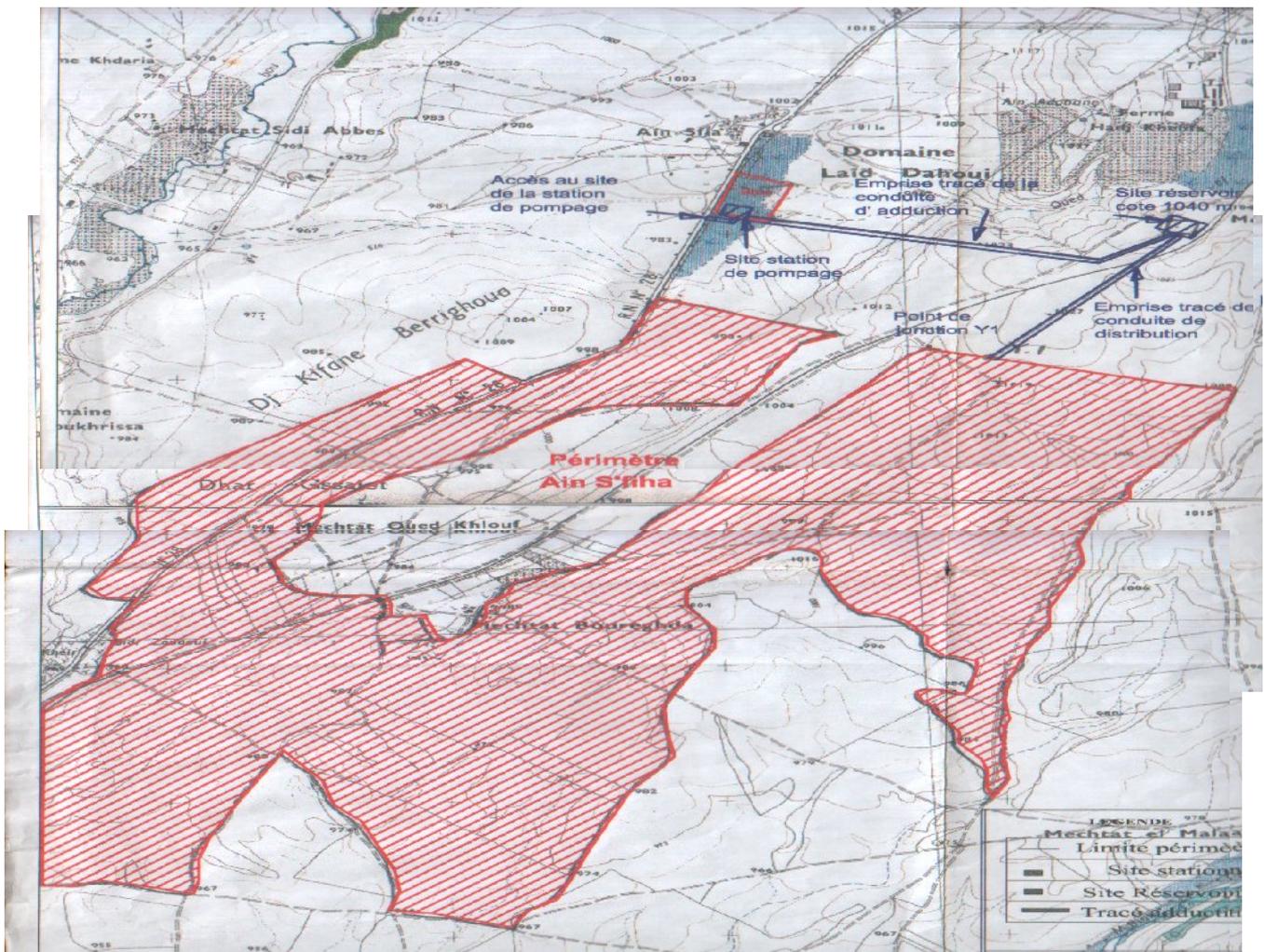


Figure. I.1 : Plan de situation du périmètre d'étude

I.2- Caractéristiques physiques du site

I.2.1- Caractéristiques climatiques

La station météorologique professionnelle de Sétif appartenant au réseau O.N.M a été retenue comme référence pour l'interprétation des données.

Les données climatiques considérées concernent essentiellement les précipitations, les températures et d'autres phénomènes climatiques (vent, insolation, humidité, grêle, neige, orage, ...etc).

Station de référence : Mahouane (W. Sétif)

Longitude : 5°42' ; Latitude : 36°11' N ; Altitude : 1083 m.

I.2.1.1- Précipitations

Tableau. I.1 : Répartition de la pluviométrie à la station de Sétif 1968-2010

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A	Annuel
P (mm)	25,84	27,28	30,18	37,77	37,40	27,66	33,72	25,88	26,33	12,05	9,21	7,84	301,16

Source : ANRH d'ALGER

La région d'étude est située sur une zone moyennement pluvieuse recevant en moyenne 301,16 mm

Le maximum est enregistré au mois de Décembre avec 37,8 mm, quand au minimum, il est observé au mois d'Aout avec 7,84 mm.

Le régime des pluies est variable. Il comporte des averses concentrées, intenses mais peu fréquentes, survenant surtout pendant une saison pluvieuse qui ne dure guère plus de 06 mois.

Tableau. I.2 : Répartition mensuelle et saisonnière des précipitations

Saisons	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Annuel (mm)
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A	
Répartition	83,3 mm			102,9 mm			85,9 mm			29,1 mm			301,2
Moyenne Mensuelle	25,8	27,3	30,2	37,8	37,4	27,7	33,7	25,9	26,3	12,1	9,2	7,8	301,2
Pluie maximum	49,0	39	31,0	37,1	21,0	31,0	21,0	27,2	33,0	18,0	8,8	23,0	49,0
Nombre jours pluie	8,7	7,1	10,4	11,2	9,7	8,8	8,4	9,3	7,7	5,3	2,5	5,2	94,3

Source : ANRH d'ALGER

Le maximum des précipitations se produit en hiver avec une moyenne saisonnière de 102,9 mm, tandis que durant l'été on observe un minimum de 29,1 mm. Des pluies torrentielles caractérisent cette région. Elles surviennent au mois de septembre avec des valeurs moyennes élevées de 49,0 mm.

I.2.1.2- Températures

Le climat est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques apportent des pluies souvent substantielles surtout sur les reliefs, suivies d'une période chaude.

Station de référence : Sétif, Source : ONM

Longitude : 5°42' ; Latitude : 36°11' N ; Altitude : 1083 m.

Sur une période du 2000 à 2010.

Tableau I.3 : Relevés des températures en ° C.

<i>Mois</i>	<i>S</i>	<i>O</i>	<i>N</i>	<i>D</i>	<i>J</i>	<i>F</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>M</i>	<i>J</i>	<i>Jt</i>	<i>A</i>	<i>Moyenne Annuelle</i>
Minimale	15,4	11	6	2,6	1,9	2,4	4,7	6,1	11,5	15,9	19,2	19,5	9,68
Maximale	27,1	21,2	15,2	10,6	9,8	11,9	14,6	17,0	23,4	29,4	32,9	32,7	20,48
Moyenne	20,7	15,6	9,8	6,3	5,4	6,7	3,3	11,2	17,1	22,5	25,8	25,6	14,17
Mini Absolu	4,5	0,6	3,2	5,0	4,9	6,9	4,5	3,1	1,3	5,3	9,7	9,9	4,91
Max Absolu	37,1	0,9	32	18,4	21,3	21,6	28,0	29,4	38,4	39,0	39,6	39,3	28,75

Source: ONM

L'analyse de ces moyennes montre qu'au niveau mensuel, il ressort une forte amplitude thermique, les températures diminuent pendant les trois mois d'hiver, (Décembre, Janvier, Février) d'un minima de (5,4°C) et elles progressent pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Août) d'un maxima de (25,8°C), l'écart entre ces deux extrêmes donne une amplitude thermique de (12,95 °C). Quant à la température moyenne elle est de 14,17 °C.

Les températures maximales absolues et les températures minimales absolues montrent une forte amplitude thermique caractéristique des régions Méditerranéennes.

L'ensemble des données de températures montre que l'hiver est très froid et l'été très chaud.

I.2.1.3 Humidité relative de l'air

Dans la station de Sétif, et pour une période de 11 ans de (2000 – 2010), l'humidité se présente ainsi:

Tableau I.4 : Moyenne mensuelle et annuelle (%).

<i>Mois</i>	<i>S</i>	<i>O</i>	<i>N</i>	<i>D</i>	<i>J</i>	<i>F</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>M</i>	<i>J</i>	<i>Jt</i>	<i>A</i>	<i>Moyenne Annuelle</i>
Humidité(%)	53	59	74	77	75	68	63	58	52	43	37	34	57,95

Source: ONM

L'humidité se manifeste durant sept mois dans l'année, du mois d'octobre au mois d'avril où les valeurs sont toutes supérieures à la moyenne annuelle. Le reste de l'année, notamment la période qui coïncide avec les fortes températures, l'humidité ne s'abaisse pas au dessous de 34 %.

I.2.1.4 Insolation

Tableau I.5 : Nombre moyen d'heures par jour d'insolation.

<i>Mois</i>	<i>S</i>	<i>O</i>	<i>N</i>	<i>D</i>	<i>J</i>	<i>F</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>M</i>	<i>J</i>	<i>Jt</i>	<i>A</i>	<i>Moyenne Annuelle</i>
Heures /jour	8,9	7,6	6,3	5,8	5,9	7,4	7,7	8,7	9,7	10,7	11,5	10,4	8,38

Source: ONM

Le phénomène d'insolation qui est défini par le nombre d'heures pendant les quelles le soleil a brillé, est enregistré durant toute l'année avec des valeurs variables, les plus importantes ont lieu en période chaude allant d'Avril au mois de Septembre, la valeur la plus élevée est celle du mois de Juillet avec (11.5 heures).

Les moyennes inférieures à 8,38 heures (moyenne annuelle) sont enregistrées dans les six mois de la période froide, elles atteignent leurs minima au mois de Décembre avec 5,8 heures.

I.2.1.5 Gelée :

Tableau I.6 : Nombre de jours de Gelée.

<i>Mois</i>	<i>S</i>	<i>O</i>	<i>N</i>	<i>D</i>	<i>J</i>	<i>F</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>M</i>	<i>J</i>	<i>Jt</i>	<i>A</i>	<i>cumul Annuel</i>
jours	0	0.2	5.7	13.8	15.3	13.5	9.04	4.8	0.8	0	0	0	63.2

Source: ONM

D'après le tableau, on relève un total annuel de 63,2 jours/an. Nous enregistrons durant le printemps 13 jours de gelées, qui se manifestent au moment de la floraison des espèces arboricoles.

I.2.1.6 Neige :

Tableau I.7 : Nombre de jours de Neige.

<i>Mois</i>	<i>S</i>	<i>O</i>	<i>N</i>	<i>D</i>	<i>J</i>	<i>F</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>M</i>	<i>J</i>	<i>Jt</i>	<i>A</i>	<i>cumul Annuel</i>
jours	0	0	0.3	2.2	2.7	3.7	0.8	0.7	0	0	0	0	10.4

Source: ONM

10,4 jours de chute de neige sont enregistrés au niveau de la station de Sétif, elles débutent en hiver et se prolongent jusqu'au printemps.

I.2.1.7 Grêles :

Tableau I.8 : Nombre moyen de jours de Grêles.

<i>Mois</i>	<i>S</i>	<i>O</i>	<i>N</i>	<i>D</i>	<i>J</i>	<i>F</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>M</i>	<i>J</i>	<i>Jt</i>	<i>A</i>	<i>cumul Annuel</i>
jours	0.8	0.2	0.1	0.1	0	0.1	0.3	0.1	1.6	0.2	0.3	0.3	4.1

Source: ONM

La durée moyenne de chutes de grêles est de 4,1 jours/an. Elles surviennent au printemps et à un degré moindre en automne.

I.2.1.8 vitesse du vent :

La vitesse moyenne des vents est considérée comme « modérée » (2,9 m/s).

Tableau I.9 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents.

<i>Mois</i>	<i>J</i>	<i>F</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>M</i>	<i>J</i>	<i>Jt</i>	<i>A</i>	<i>S</i>	<i>O</i>	<i>N</i>	<i>D</i>	<i>Moyenne annuelle</i>
<i>Vitesse (m/s)</i>	2,5	2,7	3,1	3,5	3,1	3,0	2,9	2,9	2,8	2,7	3,0	2,8	2,92 m/s

Source: ONM

I.2.1.9 Le Sirocco :

Le nombre de jours de sirocco enregistré est de 10 jours Il peut constituer une contrainte pour les cultures, des irrigations d'appoint seront nécessaires à partir de juin.

Tableau I.10 : Nombre de jours de sirocco.

<i>Mois</i>	<i>J</i>	<i>F</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>M</i>	<i>J</i>	<i>Jt</i>	<i>A</i>	<i>S</i>	<i>O</i>	<i>N</i>	<i>D</i>	<i>total annuel</i>
<i>Nombre de jours</i>	0	0	0.4	0.9	1.9	2.3	1.9	1.5	0.7	0.4	0	0.1	10.2

Source: ONM

I.2.1.10 Les Orages :

Ce sont des pluies torrentielles à caractère local qui se déversent durant toute l'année avec des fréquences importantes en période de printemps et été.

Tableau I.11 : Nombre de jours d'orage.

<i>Mois</i>	<i>J</i>	<i>F</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>M</i>	<i>J</i>	<i>Jt</i>	<i>A</i>	<i>S</i>	<i>O</i>	<i>N</i>	<i>D</i>	<i>total annuel</i>
<i>Nombre de jours</i>	0.5	0.8	1.4	2.6	4.2	5.8	3.9	6.1	7.9	2.7	1.4	0.7	38.4

Source: ONM

Le mois de septembre est le plus orageux avec 7,9 jours. Au total on compte 3,2 jours d'orage par mois en moyenne pendant l'année.

Ce sont les eaux excédentaires de ces averses qui causent des dégâts aux cultures et nécessitent un traitement spécial à travers la commune.

I.3- Indices Climatiques :

I.3.1- Quotient pluviométrique d'Emberger :

3,43

$$Q = \frac{P}{M - m}$$

M - m

Q : Quotient d'Emberger

P : Moyenne des précipitations annuelles exprimées en mm

M : Moyenne des températures maximales (°C) du mois chaud

m : Moyenne des températures minimales (°C) du mois le plus froid.

Le quotient d'Emberger calculé en utilisant les données de la station de Sétif, est le suivant :

Tableau I.12 : paramètres et quotient d'Emberger.

P (mm)	M°C	m°C	Q	Etage bioclimatique	Variante thermique
301,16	32,9	1,9	33,32	Semi – aride	tempère

Source: ONM

Cette valeur du quotient pluviométrique d'Emberger classe le climat de la commune dans l'étage bioclimatique semi-aride à hiver frais.

I.3.2- Indice d'aridité :

PA

$$A = \frac{PA}{T+10}$$

T+10

A : indice de De Matonne

PA : Précipitation moyenne annuelle

T : température moyenne annuelle

I.3.3- Indice annuel :

L'indice d'aridité annuel s'élève à 12,21 ; Il est inférieur à 20 ou l'irrigation n'est pas indispensable mais juste d'appoint.

I.3.4- Indice mensuel :

$$Am = 12 \frac{Pm}{Tm + 10}$$

Dans la quelle :

Am : indice d'aridité mensuel

Pm : Pluviométrie moyenne mensuelle

Tm : Température moyenne mensuelle

L'application de la formule a permis de calculer les valeurs mensuelles de l'indice d'aridité qui sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau I.13 : Indice d'aridité mensuel.

Mois	Pluie (mm)	Température (mm)	Indice d'Aridité	Mensuel Observation
Janvier	37,4	5,4	29,14	Irrigation d'appoint
Février	27,66	6,7	19,88	Irrigation indispensable
Mars	33,72	9,3	20,97	Irrigation d'appoint
Avril	25,88	11,2	14,65	Irrigation indispensable
Mai	26,33	17,1	11,66	Irrigation indispensable
Juin	12,05	22,5	4,45	Irrigation indispensable
Juillet	9,21	25,8	3,09	Irrigation indispensable
Août	7,84	25,6	2,64	Irrigation indispensable
Septembre	25,84	20,7	10,10	Irrigation indispensable
Octobre	27,28	15,6	12,79	Irrigation indispensable
Novembre	30,18	9,8	18,29	Irrigation indispensable
Décembre	37,77	6,3	27,81	Irrigation d'appoint

Source: ONM

On compte 4 mois humides d'octobre à avril dont les valeurs de l'indice d'aridité sont supérieures à 20 et où l'irrigation n'est pas indispensable.

Par contre, les mois secs s'étalent du mois de mai à septembre avec des valeurs qui sont inférieures à 20 et où l'irrigation devient nécessaire.

I.4- Calcul de l'évapotranspiration potentielle :

Les résultats des calculs sont représentés ci-après :

Tableau I.14 : Calcul d'ETP (mm/mois) par Panman et Turc.

<i>Mois</i>	<i>J</i>	<i>F</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>M</i>	<i>J</i>	<i>J</i>	<i>A</i>	<i>S</i>	<i>O</i>	<i>N</i>	<i>D</i>	<i>Total</i>
<i>Penman</i>	24	41	78	109	151	182	199	180	123	77	37	21	1222
<i>Turc</i>	30	42	70	92	140	178	201	184	116	82	47	30	1212

Source: ONM

Les chiffres du tableau N°I.14 montrent que la formule de Penman et celle de Turc donnent des résultats presque identiques.

I.5- Types de Sols :

Les sols inventoriés au niveau du périmètre d'Ain Sfiha sont répartis suivant la classification de l'ANRH en quatre (04) classes :

- Sols peu évolués ;
- Sols calcimagnésiques ;
- Vertisols ;
- Sols sesquioxydes de fer.

Le périmètre présente trois zones homogènes de mise en valeur, zones I, II, et III

Zone I : Zone ne présentant pratiquement pas de problèmes de mise en valeur, ce sont des sols profonds à texture argilo limoneuse.

Ils sont riches en calcaire total et actif et bien pourvus en éléments nutritifs N, P, K. Par conséquent, ils nécessitent des amendements humiques et une fertilisation minérale.

Zone II : Ce sont des sols qui présentent des niveaux limitants (croûtes et encroûtement calcaires) à des faibles profondeurs.

Ils sont peu profonds de texture moyenne, pauvres en matières organique et en éléments fertilisant mais riches en calcaires et la pente varie de 1 à 5%.

L'aptitude en irrigué reste satisfaisante mais ils nécessitent en plus des amendements organiques et la fertilisation, une opération de décroutage.

Zone III : ce sont des sols peu profond, rocailleux ou occupant des pentes variant entre 6 et 15%.

L'aptitude est nulle pour les différentes cultures.

I.6-Le choix des cultures :

I.6.1-Définition de la ressource en eau :

La station d'épuration est située au sud de la ville de Sétif et à proximité de l'extrémité amont du périmètre assurera l'irrigation des terres du périmètre de AIN SFIHA.

Le débit d'eau traité par la station d'épuration qui est de **49500** m³/j soit 572.92 l/s, est destiné pour l'irrigation du périmètre d'étude.

Les normes de rejet après le traitement sont :

- * DBO₅ <30mg/l
- * MES <30mg/l
- * DCO <90mg/l

Taux de destruction des genres pathogènes est de 80%.

L'affectation de débit de rejet prévue par la direction de l'hydraulique de la wilaya de Sétif est comme suite :

- Irrigation 75%.
- Industrie 20%.
- Usages divers 5%.

Le débit d'équipement disponible de 572,92 l/s sera affecté à l'irrigation du périmètre de AIN SFIHA, d'une superficie de 800 ha située à l'aval de la station d'épuration

I.6.2- Découpage du périmètre en îlots d'irrigation :

Nous rappelons les principes qui ont servi à l'établissement des îlots d'irrigation

- les îlots d'irrigation sont constitués par le groupement de plusieurs parcelles existantes ou leur fractionnement pour celles ayant des tailles importantes.
- La détermination des îlots a été effectuée de façon à leur donner la forme la plus régulière possible. Les limites des îlots coïncident généralement avec les limites parcellaires existantes.

I.6.3- Les brise-vents :

Un quadrillage systématique du périmètre et des îlots est réalisé. Sa disposition est fonction de la direction des vents dominants à savoir Nord-Ouest pour la saison froide et Nord-Est pour la saison chaude. (cf Rose des vents).

Les brises-vents seront disposés en deux rangées distantes de 3.00 m et l'équidistance entre les arbres de 2.00m (source ; la direction de l'agriculture de la wilaya Sétif)

La disposition en quinconce ou l'alternance des arbres dans les deux rangées est conseillée car l'espacement dans la rangée est le même. Ceci contribue non seulement à combler des vides causés par la mortalité mais aussi à fournir des brises-vents d'une densité plus uniforme.

I.6.4- Choix de la technique d'irrigation :

Le système d'irrigation adopté est goutte à goutte. Le réseau est organisé suivant les principes des réseaux ramifiés et fonctionnera à la demande tout en permettant de satisfaire les besoins en eau des plantes pendant la période critique.

a) Les avantages :

- Ne nécessite en aucune manière le nivellement préalable des sols.
- Peut être employée quelle que soit la nature du sol arrosé.
- Elle provoque une forte oxygénation de l'eau projetée en pluie.
- Elle réalise une importante économie d'eau.
- Elle assure une bonne homogénéité de la répartition des apports.
- Possibilité de réaliser des installations mobiles, susceptibles d'être déplacées suivant la nature des cultures, ce qui facilite les rotations culturales.

b) Les inconvénients :

- Elle favoriserait l'évaporation qui est d'autant plus intense que les gouttelettes sont plus fines et l'air plus sec.
- Difficultés d'utilisation et efficacité réduite en régions ventées.
- Obligation de multiplier les traitements phytosanitaires en raison du lavage des appareils foliaires.
- Mouillage des feuilles favorisant les maladies cryptogamiques chez certaines espèces végétales.

- Mauvaise adaptation aux sols « battants », susceptibles de tassement superficiel sous l'impact des gouttes d'eau.
- Possibilités réduites pour l'arrosage avec des eaux résiduaires (formation d'aérosols).
- Déplacement du matériel difficile dans les zones à culture hautes.

Conclusion :

La commune de Sétif se caractérise par un bioclimat de type semi-aride à hiver frais avec une pluviométrie annuelle insuffisante de 301,16 mm. Ces conditions climatiques sont défavorables au développement de la végétation et des cultures.

Les gelées sont fréquentes et il faut les prendre en considération, notamment celles de printemps (mars avril) qui constituent une contrainte majeure.

En plus ; le caractère torrentiel de certaines pluies, conjugué aux fortes pentes, favorisent et amplifient le phénomène d'érosion.

Introduction

L'irrigation est l'application de l'eau au sol dans le but de rafraîchir le sol et l'atmosphère, par ce moyen réaliser les conditions les plus favorables pour la croissance des plantes.

Ce chapitre a pour but de mieux de définir l'irrigation sous pression. Chacun de ces points est abordé sur le plan des méthodes sans descendre au niveau de la mise en œuvre. Il ne sera pas abordé ici le problème de la protection des réseaux contre les dépressions et surpressions dues aux coups de bélier, sujet très complexe et qui mériterait un chapitre à lui seul.

II.1- L'irrigation sous pression

a) Les avantages

- ✓ Besoin en main d'œuvre généralement faible (mais très variable selon l'automatisation).
- ✓ Absence de nivellement préalable.
- ✓ Bonne adaptation à tous les types de sols.
- ✓ Possibilité 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 rendement des réseaux de canalisations, qui avec bonne efficacité d'arrosage à la parcelle, réduit les consommations en eau par rapport à l'irrigation de surface.
- ✓ Facilite de mesure consommations en eau.
- ✓ Possibilité de mélanger facilement les engrais et pesticide à l'eau d'irrigation.
- ✓ Suppression des infrastructures aériennes venant cloisonner et figer le parcellaire.
- ✓ Suppression de surfaces perdues des canaux et rigoles.
- ✓ Le matériel gêne rarement les façons culturels et est constitué des structures souples, adaptables à tous les cas particuliers.

b) Les inconvénients

- Coût d'investissement élevé.
- Exige un certain niveau de compétence de la part de l'irrigant.
- Exige un environnement technique permettant de garantir la maintenance des équipements.

II.2- L'irrigation à la parcelle

a) L'irrigation par aspersion

Épandage de l'eau sous forme de pluie avec régulation et uniformité de la dose apportée à condition que la zone ne subisse pas des vents supérieurs à 4 m/s. Les systèmes d'irrigation par aspersion sont soit fixes, soit mobiles.

a-1) Les avantages

- ✓ Possibilité d'arroser tous les types de sols.
- ✓ possibilités de réaliser des installations mobiles, susceptible de déplacer suivant de la nature des cultures, ce qui facilite la rotation culturales.
- ✓ avec les matériels entièrement automatiques, possibilité de réaliser des arrosages a faible dose et a cadence rapide.
- ✓ Possibilités de réaliser des installations de protection contre les gelés radiatives au printemps.
- ✓ Oxygénation de l'eau projetée en pluie, favorable dans le cas d'utilisation d'eaux résiduaires réductrices.

a-2) Les inconvénients

- Dépenses énergétiques élevées, parfois prohibitives dans les pays où l'énergie est chère.
- Difficultés d'utilisation et efficacité réduite en région ventées.
- Obligation de multiplier le traitement phytosanitaire en raison de lavage des appareils foliaires.
- Mouillage des feuilles favorisant les maladies cryptogamiques chez certaines espèces végétales.
- Mauvaise adaptation aux sols.
- Possibilités réduite pour l'arrosage avec des eaux résiduaires (formation des aérosols).
- Déplacement des matériels difficile dans les zones à culture haute ne convient pas aux eaux salées sur beaucoup des cultures (risque de brûlure des feuillages).

b) L'irrigation localisée

L'eau circule dans des tuyaux souples de petit diamètre disposés à la surface du sol et sont munis de dispositifs " goutteurs " qui apportent l'eau au pied des végétaux ; les systèmes d'irrigation localisée les plus répandus sont le goutte à goutte (indiqué pour le maraîchage) et le micro-jet (indiqué pour l'arboriculture).

b-1) Les avantages

- ✓ Excellente efficacité d'arrosage à la parcelle (à condition que la technique soit parfaitement maîtrisée).
- ✓ Excellent rendement des cultures.
- ✓ Bonne adaptation à l'utilisation des eaux salées.
- ✓ Très faible besoin en main d'œuvre.
- ✓ Coût d'entretien réduit.
- ✓ Insensibilités au vent.
- ✓ Ne mouille pas le feuillage, ce qui est favorable de point de vue phytosanitaire.
- ✓ Ne mouille que le sol que très partiellement, ce qui est favorable aux façons culturales.
- ✓ Limite la prolifération des adventices.
- ✓ Raccourcit le cycle végétatif de la culture.

b-2) Les inconvénients

- Coût globalement élevé qui fait réserver cette technique aux cultures à forte valeur ajoutée.
- Exige un haut degré de compétence à tous les niveaux conception de l'installation, conduites des arrosages par l'irrigant.
- Nécessite une maintenance rigoureuse, en raison de risques liés à une éventuelle interruption des arrosages.
- Nécessite la filtration de l'eau d'irrigation, fonctionne avec des matériels délicats à durée de vie relativement faible.

II.3- Le réseau d'irrigation collectif et tracé économique

Les réseaux collectifs destinés à l'irrigation sont généralement ramifiés. Les réseaux d'irrigation sont utilisés chaque année pendant un temps plus ou moins long dépendant du climat et des cultures pratiquées. Cette utilisation est intensive pendant la période de pointe.

Le tracé économique est un problème complexe qui ne se résume pas à un problème de plus court chemin pour desservir différents points à partir d'une station de pompage.

En effet, cela pourrait être vrai si toutes les canalisations avaient le même diamètre. Mais il n'en est rien, puisque d'une manière générale, les réseaux comportent une ossature principale autour de laquelle se distribuent des canalisations de plus petit diamètre. En toute rigueur, le tracé du réseau devrait consister en plusieurs allers et retours entre le calcul économique des diamètres et le calcul des chemins les plus courts. C'est ce que proposent

(Labye et al, 1988).

L'obtention d'une bonne solution in fine, prenant en compte les nombreuses contraintes de tracés, comme le suivi d'une route, la traversée d'un ruisseau, nécessitera de la part du projecteur compétence et savoir faire. De plus, les réflexions sur le tracé sont menées pour un nombre fixe de points à desservir.

Un réseau collectif de distribution par conduit sous pression, dessert les différentes parcelles à irriguer par l'intermédiaire des bornes d'arrosage. Chaque ilot irrigant dispose d'un ilot individuelle de matérielle mobile. Plan des plantations des bornes c'est un compromis entre l'utilisateur qui cherche avoir chacun une borne et la limitation du nombre borne de manière à limite les couts.

* Le principe d'implantation des bornes sont les suivant :

- S'il s'agit de deux ilots les bornes sont implantées entre ces deux derniers.
- S'il s'agit d'un grand ilot la borne est implantée au milieu.
- S'il s'agit d'un vaste ilot on peut implantées deux bornes.
- Rayon d'action (généralement : $R=200\div 300$).

II.4- Le choix de l'assolement

II.4.1- Définition

L'assolement est le résultat d'un équilibre entre des objectifs multiples de l'agriculteur et des contraintes très diverses.

* Objectifs

- Revenu.
- Temps de travail.
- Choix de production.

* Contraintes

- Socio-économique (prix).
- Agronomique (sol) et climatique.
- Disponibilité des ressources (eau, surface, équipement).
- Contexte réglementaire...

II.4.2- L'importance d'assolement

Comprendre et accompagner les agriculteurs dans leurs choix, particulièrement en période de fortes évolutions du contexte (changement climatique, réglementation, volatilité des prix...); anticiper les évolutions et les adaptations des systèmes de culture, par exemple

des systèmes irrigués pour une meilleure gestion quantitative de l'eau. Il existe beaucoup d'autres enjeux liés à la problématique des assolements de l'utilisation de l'espace agricole (paysage, érosion, biodiversité...).

II.4.3- Anticiper l'assolement pour mieux gérer les ressources en eau

Dans ce qui suit, il va être présenté une méthode pour anticiper l'assolement.

a) Principe de la démarche

La méthode envisagée consiste à déterminer la carte d'occupation du sol de l'année N+1 à partir de différentes sources d'information : la carte d'occupation du sol de l'année N et des probabilités de passage d'une culture à l'autre.

a-1) Collecte des données d'occupation des sols

Les cartes d'occupation du sol peuvent être obtenues par relevés de terrain ou par traitement d'images satellites. Les cartographies de terrain sont rares car le travail est long et fastidieux. Les issues du traitement d'images offrent un potentiel intéressant car l'identification de l'occupation des sols est plus facilement automatisable, et l'on peut traiter des surfaces plus grandes. Les méthodes de détermination de l'occupation du sol, à partir d'images satellites sont en constante évolution, du fait du développement continu de nouveaux capteurs. Une description des méthodes actuellement utilisées dans le manuel : [Étude des bases de données cartographiques des gestionnaires du périmètre, Girard et Mari, 1999].

a-2) Détermination des probabilités de transition entre cultures

Les probabilités de transition d'une culture à l'autre résultent des modèles de **Markov cachés** (HMM – comme "Hidden Markov Model") appliqués à une base de données les données rassemblent des informations au sujet de la nature de l'occupation du sol en des points précisément identifiés et localisés, (Slak, 1997).

Ces informations regroupent les notions de spatialité, du fait de la localisation relative des points les uns par rapport aux autres, et de temporalité du fait du renouvellement annuel des relevés. Ils ont été déjà appliqués à la détection de successions culturales en valorisant la base de données. **Ter-Uti (Benoît et al, 2001, Mari et Le Ber, 2004. In Jean-François Mari).**

a-3) Prédiction de l'occupation du sol de l'année à venir

L'occupation du sol pour l'année N+1 est estimée à partir de la carte d'occupation du sol de l'année N en s'appuyant sur les probabilités de transition $P_{N ij}$ précédemment définies

pour chacune des cultures i . Ainsi, pour chaque entité spatiale s (pixel ou parcelle), connaissant la culture i en place l'année N et en simule la distribution des cultures j possibles pour l'année $N+1$ par tirages successifs avec remise dans la loi de distribution empirique des transitions.

a-4) Évaluation de la prédiction

La méthode décrite jusqu'ici conduit donc à estimer l'occupation du sol d'une région pour l'année $N+1$ sur la base de l'occupation observée l'année N et des informations contenues dans une base de données. L'évaluation de cette méthode d'estimation consiste dans un premier temps à vérifier que l'estimation produite est proche de la réalité observée. Une telle évaluation ne peut se faire qu'une fois cette année $N+1$ passée et que si l'on dispose de l'occupation du sol réelle de l'année $N+1$, observée de manière indépendante (par relevés de terrain ou traitement d'images). Dans un deuxième temps, l'évaluation de la méthode peut consister à vérifier que celle-ci présente un avantage par rapport à d'autres méthodes d'estimation (déjà développées et/ou plus simples).

La technique de prédiction des assolements décrite est très utile dans le cas d'une gestion intégrée.

On ne dispose pas d'assez de données pour appliquer cette méthode (probabilités de transition) ; on ne sait pas s'il y a eu un inventaire des différents assolements au niveau du périmètre étudié.

Dans notre étude, on cherche à identifier l'assolement actuel et vérifier, si changement il y a par rapport à l'assolement utilisé pour le dimensionnement du réseau et ouvrage hydraulique et en évaluer l'impact. Aussi, il sera vérifier le fonctionnement hydraulique du réseau en considérant les assolements actuels et l'intégration éventuelle de parcelles qui bien qu'étant desservi par le réseau, bornes existant au niveau de la parcelle, mais qui ne sont pas utilisées.

II.4.4- Décisions d'assolement et incertitudes

Au cours de la gestion technique d'une campagne agricole, l'agriculteur prend deux types de décision : les décisions stratégiques et les décisions tactiques.

Les décisions stratégiques concernent l'organisation prévisionnelle de la campagne agricole, pour atteindre l'objectif souhaité : choix d'un assolement, de successions, d'interventions techniques. L'exploitant agricole les prend en fonction notamment de son expérience accumulée.

En cours de campagne, l'agriculteur raisonne les décisions tactiques en fonction de la pluviosité effective, de l'état d'avancement des travaux, d'opportunité et/ou d'accident. Il peut ainsi modifier la surface consacrée à une culture ; il choisit quasi-quotidiennement la parcelle à travailler, l'activité de la main d'œuvre, l'outil et son réglage. Face aux aléas survenant en cours de campagne l'agronome s'efforce de proposer des alternatives permettant de tamponner leurs effets sur la production espérée et sur le maintien de l'aptitude à produire du milieu. Proposer des alternatives est un devoir dans la mesure où ces aléas sont prévisibles et présentent un taux d'occurrence significatif.

Conclusion

Les systèmes d'irrigation sous pression engendrent une économie d'eau moyennée 30 à 60 % par rapport aux systèmes gravitaires. Les systèmes d'irrigation localisés, quant à eux, peuvent engendrer une économie d'eau allant jusqu'à 50% par rapport aux systèmes par aspersion (limitation maximale de l'évaporation et de la percolation car l'eau est livrée à faible dose n'humidifie qu'une fraction du sol).

Les systèmes d'irrigation localisés occasionnent les plus-values suivantes :
Prévention du développement des mauvaises herbes et possibilité de fustigation. Ils sont par contre pas adaptés si les cultures sont à enracinement profond ainsi que si les eaux sont trop chargées (sable, limon, matière organique, fer,...qui peuvent obstruer les tuyaux) ou trop salées (pas de lessivage).

L'irrigation par aspersion est recommandée dans les cas de sols à faible profondeur, de sols légers et perméables, en cas de relief trop accidenté ainsi qu'en cas d'utilisation d'eau salée.

Introduction

La STEP de AIN S'FIHA est implantée au niveau de la commune de Sétif, sur 10 hectares. Elle a été inscrite en 1989. Les travaux ont été finis au cours de l'année 1990 et confié à l'entreprise nationale Hydro-Traitement pour le lot de génie civil et la société d'épuration et d'entreprise SEE (Belgique) pour le lot équipements.

Mise en service en mars 1996 et d'une capacité de 330.000 EH. Elle a été conçue pour traiter chaque jour 66 000 m³ d'eaux usées par voie biologique.

Le traitement se fait selon le procédé suivant :

- Dégrillage, dessablage-déshuilage ;
- Traitement biologique à moyenne charge ;
- Clarification ;
- Chloration ;
- Traitement des boues :
 - Stabilisation aérobie ;
 - Epaissement ;
 - Déshydratation naturelle sur lits de séchage.

Cette station de type (boues activées) a un rendement de 94% sur les matières en suspension et de 96% sur les matières organiques.

Les eaux usées épurées de la STEP de AIN S'FIHA rejoignent l'oued Bousselam qui est l'un des principaux affluents du barrage de Ain Zada destiné à l'alimentation en eau potable de la région. Aussi, ces eaux épurées sont recyclées à des fins agricoles et les boues d'épuration sont utilisées par certains agriculteurs riverains comme fertilisants.

III.1- Présentation du système assainissement de la ville de Sétif

Les rejets des eaux usées de la ville de Sétif d'une population de 288 000 habitants se déverse dans l'un des principaux affluents de l'oued Bousselam qui se déverse aussi dans le barrage de Ain Zada qui alimente en eau potable des villes de Sétif, El Eulma, BBA et Bougaa.

La configuration topographique de la ville est composée de 06 exutoires naturels où se déversent les eaux usées et pluviales.

Le réseau d'assainissement est de type semi séparatif d'une longueur globale de 390 Km de canalisation dont 70 Km collecteurs primaires. Les 80 % du réseau ont été réalisés

depuis l'année 1974 dans le cadre des plans de modernisation urbaine (PMU) et les différents programmes sectoriels.

III.2- Les principaux collecteurs primaires réalisés

- Canal en béton armé de dimension 5 x 2 m²6 Km
- Canal en béton armé de dimension 2,5 x 1,5 m²10 Km
- Buse en béton armé de dimension 2000 mm7,8 Km
- Buse en béton armé de dimension 1500 mm8 Km
- Buse en béton armé de dimension 1100 mm14 Km
- Buse en béton armé de dimension 800 mm 25 Km

Le relevage des eaux usées vers la station d'épuration est pris en charge par 04 stations de relevage en fonctionnement (08 Mai 45, Boueroua, 400 logts, Kaaboub) pour permettre la prise en charge totale de l'ensemble des effluents de la ville.

La protection de l'environnement, l'amélioration des conditions de vie de la population et de protection des ressources hydriques et du barrage de Ain Zada ont rendu obligation la réalisation d'une station d'épuration des eaux usées domestique avant leur rejet en milieu naturel.

III.3- Données de base pour le dimensionnement

Les données de base pour le dimensionnement de la STEP de AIN S'FIHA sont les suivantes :

Tableau. III.1 : Les données de base pour le dimensionnement de la STEP

	Unités	1^{re} phase	2^{em}e phase
Horizon		2000	2013
Type de réseau		Pseudo séparatif	Pseudo séparatif
Nature des eaux brutes		Domestique	Domestique
Population	E.H	330 000	450 000
Débit journalier	m ³ /j	66 000	99 000
Débit moyen horaire	m ³ /h	2 750	4 125
DBO₅ journalière	mg/j	17 820	24 300
M.E.S	mg/j	23 100	31 000
DBO₅	mg/l	270	245,45
M.E.S	mg/l	350	313,13

Source : ONA (Sétif)

Normes de rejet pour l'effluent et pour une durée moyenne de 24 heures:

- * DBO₅ <30mg/l ;
- * MES <30mg/l ;
- * DCO <90mg/l.

III.4- Principe de traitement adopté avec description des ouvrages de la STEP de AIN S'FIHA

La STEP de AIN S'FIHA adopte le traitement biologique par boues activées à moyenne charge avec stabilisation aérobie des boues produites. Elle comprend deux filières de traitement, une pour les eaux résiduelles urbaines (ERU) et l'autre pour les boues.

III.4.1- Principe de l'épuration biologique

Dans le traitement biologique des effluents, on fait généralement appel aux processus aérobies par lesquels les bactéries provoquent une oxydation directe des matières organique des eaux usées à partir de l'oxygène dissous dans l'eau.

La dégradation est un phénomène complexe générateur de l'énergie nécessaire à la vie des micro-organismes et à ses manifestations ; reproduction, croissance déplacements, etc.....

De nombreux micro-organismes permettent la dégradation des matières organiques ainsi que leur stabilisation.

La plupart des systèmes de traitement biologique des rejets organiques utilisent des micros organiques hétérotrophes qui emploient le carbone organique comme source d'énergie et pour la synthèse cellulaire.

Le procédé aérobie provoque le développement de bactéries qui, par des actions physico-chimiques retiennent la pollution organique et s'en nourrissent.

Le procédé à boues actives consiste en un réacteur biologique aérobie ou on provoque le développement culture bactérienne dispersée sous forme de flocons appelés bioflocs.

Le réacteur est alimenté en eau polluée et le mélange eau usée – bioflocs est appelé liqueur mixte.

La liqueur mixte est maintenue dans un régime turbulent par le système d'aération ; les aérateurs de surface, en l'occurrence.

De l'oxygène dissous est donc introduire dans la masse de la liqueur mixte, lequel est nécessaire pour la respiration et le développement des micro-organismes aérobies.

La quantité d'oxygène dans la solution est gouvernée par :

- la solubilité du gaz ;
- la pression partielle de l'oxygène dans l'atmosphère ;
- la température ;
- la pureté de l'eau (salinité, matière en suspension, etc.....).

Après un temps de contact suffisamment long, la liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur mécanisé appelé aussi décanteur secondaire.

Durant cette phase, une séparation solide/liquide s'effectue par gravité et est amélioré par le mécanisme racleur.

Celle-ci est obtenue dans le bassin cylindro-conique où l'eau épurée séparée des boues. Les boues sont ensuite recyclées dans le bassin d'oxydation de matière à maintenir une concentration adéquate en bactéries épuratrices.

Les boues en excès venant du décanteur secondaire sont évacuées des ouvrages et dirigées vers le traitement des boues en même temps que les boues primaires.

Le comportement des boues activées est sous l'influence d'un certain nombre de facteurs dont les principaux sont directement liés aux modalités de traitement lui-même tandis que d'autres relèvent de l'eau brute.

Afin de ne pas perturber le bon fonctionnement de la station d'épuration par des matières lourdes, volumineuses ou difficilement biodégradables, les traitements biologiques sont précédés de prétraitements adéquats :

- dégrillage ;
- dessablage –désuilage ;
- décantation primaire.

Les caractéristiques de sédimentation et d'épaississement des boues produites sont les premières conditions requises pour un rendement satisfaisant du procédé à boues activées.

Celles-ci sont caractérisées par la charge massique qui donne une approximation du rapport entre la masse journalière de pollution à éliminer et la masse de bactéries épuratrices présente dans le réacteur.

Dans le cas de la STEP de AIN S'FIHA, on fonctionnera à une charge massique moyenne donc suivant le processus d'une aération (conventionnelle) par ce procédé, nous obtenons une très bonne efficacité d'élimination de la DBO₅. La stabilisation (minéralisation) des boues primaires et secondaires s'effectuera séparément.

Le traitement des boues consiste essentiellement en une digestion aérobie ayant pour effet la réduction des matières volatiles encore présentes dans les boues.

Les boues primaires et secondaires sont regroupées et évacuées par pompage vers des bassins de stabilisation.

Les boues sortant des bassins de stabilisation sont évacuées vers un épaisseur et ensuite pompées vers les lits de séchage.

III.4.2- Description des ouvrages de traitement

III.4.2.1- Description des ouvrages de traitement des eaux résiduelles urbaines

A- Prétraitement

A.1- Un dégrillage

Les eaux brutes pénètrent dans la STEP par un chenal et sont dégrillées par une grille grossière, puis par deux grilles fines mécanisées qui ont les dimensions suivantes :

A.1.1- Grille grossière manuelle

- Largeur : 1,8m
- Inclinaison : 70°
- Ecartement entre les barreaux : 50 mm
- Matériau : Aluminium

A.1.2- Grille mécanisée (deux grilles)

- Largeur : 1,0 m
- Profondeur de chenal : 1,5m
- Espacement : 25 mm
- Epaisseur des barreaux : 10 mm
- Matériau : Acier
- Puissance de moteur : 0,37 KW



Figure. III.1: Le dégrillage

A.2- Dessableur - déshuileur (deux unités)

Le dessableur est de type longitudinal de forme trapézoïdale et de :

- Longueur : 20 m
- Largeur : 4 m

Ce dessableur est équipé d'un pont suceur et écumeur. La production d'air au fond du dessableur est assurée par deux suppresseurs (un qui marche l'autre de secours) de 980 m³/h.



Figure. III.2 : Le dessableur – déshuileur

A.3- Décanteur primaire

Il y a deux décanteurs de forme circulaire, ses dimensions sont les suivantes :

- Diamètre : 33 m
- Surface : 855 m²
- Profondeur : 3 m
- Volume : 1473 m³

Chaque décanteur est équipé d'un pont racleur. 90 % des matières décantables seront éliminées et les boues fraîches seront raclées, puis transférées par pompage vers la stabilisation.



Figure. III.3 : Le décanteur primaire

B- Traitement biologique

B.1- Bassin d'aération

On a deux bassins d'aération et chaque bassin a les dimensions suivantes :

- Forme : 35,4 m de côté
- Hauteur d'eau : 4,0 m
- Hauteur de béton : 5,0 m

Les eaux brutes arrivant dans le bassin d'aération sont brassées avec la liqueur mixte et les boues de circulation en provenance du décanteur secondaire.

Chaque bassin est équipé de quatre (04) aérateurs de surface installés sur des passerelles en béton.



Figure. III.4 : Le bassin d'aération

B.2- Décanteur secondaire

Il y a deux décanteurs de forme circulaire de :

- Diamètre : 46 m
- Surface : 1661 m²
- Profondeur : 4 m

Les boues décantées sont divisées en deux parties. Une partie sera recyclée dans le bassin d'aération et l'autre partie refoulée vers le stabilisateur (dite boues en excès).

Les eaux clarifiées sont ensuite envoyées vers le poste de désinfection par chloration.



Figure. III.5 : Le décanteur secondaire

C- Traitement tertiaire

La désinfection consiste à détruire les germes pathogènes de l'effluent. Elle est effectuée par un agent oxydant qui est *le chlore*.

Le bassin de chloration a une forme rectangulaire qui comprend un réservoir de stockage de *chlore gazeux*.

III.4.2.2- Description des ouvrages de traitements des boues :

A- Le bassin de stabilisation

Il y a deux bassins de stabilisation, chacun a les dimensions suivantes :

- Forme : 35,4 m de côté
- Hauteur des boues : 4 m
- Hauteur de béton : 5000 m³

Les boues fraîches arrivent dans le bassin et sont aérées par l'action de quatre (04) aérateurs de surface, à rotation lente, installés sur des passerelles en béton. Après stabilisation, les boues sont transférées vers l'épaississeur par une tuyauterie aérienne dotée de points de rinçage à l'eau sous pression.



Figure. III.6 : Le bassin de stabilisation

B- L'épaississeur

Les boues stabilisées arrivent dans un épaississeur mécanisé de :

- Diamètre : 22 m
- Pente de fond : 1/10
- Hauteur : 4 m
- Surface: 380 m²



Figure. III.7 : L'épaississeur

C- Lits de séchage

Les boues épaissies sont pompées vers les lits de séchage où elles sont séchées naturellement.

Les lits de séchage sont constitués de couches de gravier et de sable recouvrant une tuyauterie de drainage.

- Nombre : 36
- Forme : 30 x 15 m
- Surface unitaire: 450 m²
- Nombre Eh/m² : 20



Figure. III.8 : Les lits de séchage

III.5- Les Analyses

III.5.1- Les normes des rejets

Pour une meilleure protection de l'environnement, aquatique, l'eau traitée doit satisfaire certaines normes de rejet; qui sont données dans le tableau suivant :

Tableau. III.2 : Les normes de rejets urbaines

Paramètre	Unités	Valeurs maximales
pH	---	5,5 à 8,5
Température	°C	30
MES	mg/l	30
DBO₅	mg/l	30
DCO	mg/l	90
Azote total	mg/l	50
Phosphates (PO₄)	mg/l	02
Huile et graisse	mg/l	20

Source : ONA (Sétif)

► **La conductivité**

La mesure de la conductivité permet d'évaluer approximativement la minéralisation globale de l'eau. Le tableau ci-dessous donne quelques indications sur la relation existante entre la minéralisation et la conductivité.

Tableau III.3 : Relation entre la conductivité et la minéralisation des eaux

Conductivité (Ce) en µs/cm	Minéralisation
Ce<100	très faible
100<Ce<200	Faible
200<Ce<333	Moyenne
333<Ce<666	moyenne accentuée
666<Ce<1000	Importante
Ce>1000	élevée.

Source : ONA (Sétif)

III.5.2- Les paramètres analysés

Les analyses ont porté sur les paramètres physico-chimiques suivant : la température, la conductivité, pH, DCO, DBO₅, MES, NO₃⁻, NH₄⁺, NO₂⁻ et PO₄³⁻.

La mesure des paramètres physiques tels que la température à été réalisée in- situ par contre les paramètres chimiques tels que DCO, DBO₅... etc, la mesure a été effectuée au laboratoire tout en tenant compte du mode de conservation de l'échantillon, afin d'éviter l'évolution de l'effluent entre le moment de prélèvement et celui de l'analyse.

Ainsi les analyses ont porté sur les éléments toxiques et les minéralisations globales. Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau. III.4 : Les résultats des analyses obtenus pour l'eau brute

Eau brute	
<u>Paramètres physico-chimiques :</u>	
pH	8.21
Conductivité à 20 °C	820 µs /cm
Température	13,5 °C
MES	602 mg /l
Ammonium (NH ₄)	9.0 mg /l
Nitrates (NO ₃)	33.6 mg /l
Nitrites (NO ₂)	11.0 mg /l
Sulfure d'hydrogène	0.014 mg /l
DCO	780 mg /l
DBO ₅	340 mg /l
Phénols	0.903 mg /l
phosphate (PO ₄)	0.01 mg /l
<u>Minéralisation globale :</u>	
Calcium (Ca)	80 mg /l
Magnesium (Mg)	38 mg /l
Dureté (TH)	36 mg /l
Sulfate (SO ₄)	90 mg /l
Bicarbonate (HCO ₃)	604 mg /l
Carbonate (CO ₃)	00 mg/l
<u>Éléments toxiques :</u>	
Chrome hexavalent (Cr)	0.08 mg /l
Cyanures (CN)	0.001 mg /l
Cadmium (Cd)	15 µg /l
Plomb (Pb)	49 µg /l
Cuivre (Cu)	60 µg /l

Source : ONA (Sétif)

Tableau III.5 : Les résultats des analyses obtenus pour l'eau épurée.

Eau épurée	
<u>Paramètres physico-chimiques :</u>	
pH	7.78
Conductivité à 20 °C	812 µs /cm
Température	12.9 °C
MES	5 mg /l
Ammonium (NH ₄)	4.3 mg /l
Nitrates (NO ₃)	30.3 mg /l
Nitrites (NO ₂)	12.5 mg /l
Sulfure d'hydrogène	0.007 mg /l
DCO	45 mg /l
DBO ₅	10 mg /l
Phénols	0.426 mg /l
phosphate (PO ₄)	0.05 mg /l
<u>Minéralisation globale :</u>	
Calcium (Ca)	97 mg /l
Magnesium (Mg)	29 mg /l
Dureté (TH)	36 °F
Sulfate (SO ₄)	125 mg /l
Bicarbonate (HCO ₃)	540 mg /l
Carbonate (CO ₃)	00 mg/l
<u>Éléments toxiques :</u>	
Chrome hexavalent (Cr)	0.01 mg /l
Cyanures (CN)	0.001 mg /l
Cadmium (Cd)	1.0 µg /l
Plomb (Pb)	110 µg /l
Cuivre (Cu)	21 µg /l

Source : ONA (Sétif)

➔ Interprétation et discussion des résultats

D'après les résultats des analyses obtenus pour l'eau épurée (basant sur les deux tableaux précédents), on constate que :

- ✓ La température et le pH de l'eau épurée correspondent aux normes de rejet.
- ✓ L'eau épurée est moyennement dure, donc le problème d'entartage de canalisation est à prendre en considération dans le cas de l'utilisation dans l'agriculture.
- ✓ La conductivité est de l'ordre de 812 µs/Cm (assez bonne). Elle nous renseigne sur la minéralisation de l'eau épurée. D'après la valeur de la conductivité mesurée :
(666 < (812 µs /cm) < 1000, la minéralisation est importante.

- ✓ Les valeurs de DCO, DBO₅ et MES répondent largement aux normes de rejets (DCO <90mg/l, DBO₅<30mg/l, MES<30mg/l).
- ✓ La teneur de l'eau épurée en éléments toxique est moins élevée.
- ✓ La teneur de l'eau épurée en éléments nutritifs est assez élevée notamment en composés azotes.

Conclusion

D'après les résultats qui ont été obtenus avant et après le traitement on remarque que le traitement effectué par la STEP de AIN S'FIHA est efficace (le rendement est de l'ordre de 97%) et que les normes des rejets sont respectées et acceptées. Donc, on peut conclure et dire que les eaux épurées dans la STEP de AIN S'FIHA ne présentent aucun danger et aucun risque sur le milieu récepteur.

IV.1- Introduction

L'analyse développée dans ce chapitre pour évaluer la pluviométrie pour le périmètre d'irrigation est l'étude hydrologique. Elle est indispensable pour toutes mise en œuvre des projets : hydro-électrique, de distribution d'eau, de protection contre les crues, drainage d'irrigation et d'assainissement, barrage et de navigation fluviale.

IV.2- Hydrologie

L'étude hydrologique dans notre cas à pour but de déterminer les précipitations mensuelles de fréquence ou dépassement de 80%.

IV.3- Présentation de la station

Nous avons analysés les données disponibles à la station pluviométrique de Mahouane (Sétif) ; (la station la plus proche de notre zone d'étude).

Tableau. IV.1 : Station pluviométrique de Mahouane (Sétif)

Support pluviométrique	Altitude : Z (m)	1150
	Abscisse : X (Km)	737,75
	Ordonné : Y (Km)	332,95
	Code de la station	150611
	Nom de la station	Mahouane (Sétif)
Nom et numéro du grand bassin versant	Soumam	-15-
Taille de l'échantillon : N		42

La répartition des pluies à la station de Mahouane (Sétif) est caractérisée par deux saisons bien marquées : une période humide allant de septembre à avril qui correspond à 80% du total annuel, Une saison sèche allant de mai à août avec des minimas en juillet et août durant lesquels les précipitations sont faibles ne dépasse pas les 20%.

Tableau. IV.2 : Précipitations moyennes mensuelles en (mm) à la station de Mahouane (Sétif) (Période : 1968 – 2010)

Années	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Pmax j	Annuel
1968-69	16,84	15,91	20,25	22,97	18,18	15,7	17,18	17,26	18,26	10,18	3,1	7,8	23,0	183,6
1969-70	70,7	93,5	53,9	140	67,2	101	165,7	59,1	26,6	8,6	9,5	6,4	165,7	802,2
1970-71	36	60,8	15	77,7	139,7	35,1	88,8	95,9	64,5	8,4	21,3	0	139,7	643,2
1971-72	71	39,5	20,4	95,4	32	99,7	46,5	58,3	18,26	32,9	0	13,1	99,7	527,1
1972-73	65,3	269	22,3	82,9	86,3	127,1	109,4	24,5	6	32,1	5,9	0	269,0	830,8
1973-74	20	14,4	17	38	13	15,7	110,4	58,6	4,7	3,9	0	0	110,4	295,7
1974-75	7,2	17	2,8	1,4	21,8	4,2	24	17	1,3	1,9	2,4	2,8	24,0	103,8
1975-76	1,8	2,6	16,5	7,5	24,2	19,2	18	19	31,6	30,6	18,6	0,4	31,6	190,0
1976-77	9,5	15,7	18,8	15,3	16,1	12,3	26,4	13,9	15,1	4,1	0	0	26,4	147,2
1977-78	11	2,5	69,6	6,4	51,8	32,1	47,2	74,4	35,7	3	4,6	2,3	74,4	340,6
1978-79	30	14,6	6,1	27,1	14,2	9,6	8,7	21,3	32	6	4	0	32,0	173,6
1979-80	56,8	16,5	52,2	37,2	27,4	13,5	37,8	41,4	37,7	5,3	0	0	56,8	325,8
1980-81	25,1	5,9	20,8	23,9	1,5	5,9	7,9	15,6	5,6	4,2	13	3,2	25,1	132,6
1981-82	15,2	13,5	15	17	7,2	14,2	8,1	13,8	9,3	7,1	0	3,1	17,0	123,5
1982-83	21,4	9,4	20,25	6,1	10,3	17	3,4	18,4	6,6	1,6	0,6	15,2	21,4	130,3
1983-84	10	10,6	11	8,6	11	20,3	6,1	23,1	10,4	6,4	4,1	1,6	23,1	123,2
1984-85	9,4	96,1	4,2	9,6	57	16	90,2	16,4	22,5	3,5	5,2	0	96,1	330,1
1985-86	7,6	21,4	10,1	6,1	48	70	79,2	5,2	7	6,3	0	3,1	79,2	264,0
1986-87	11,7	33,5	56,2	25,9	25	70	17,7	9,2	21,6	6,5	7,1	7	70,0	291,4
1987-88	14	16,5	16,4	66,4	72	6	7,4	6,6	19,6	7,1	0	0	72,0	232,0
1988-89	14,4	14	17,6	12,5	74	8,6	17,5	7,3	14,7	15,3	13,3	8,4	74,0	217,6
1989-90	40,2	10,8	11	14	29,3	10	19,8	51,1	18,26	6,4	9,7	5,3	51,1	225,9
1990-91	26,6	7	66,8	70,7	18,18	39	53,9	22,9	92,1	14,7	6,5	7,29	92,1	425,7
1991-92	9,6	10,3	55,4	22,97	18	15,7	17,18	49	25,2	34,5	20,8	1,5	55,4	280,2
1992-93	60,4	16,6	38,8	111,4	31,2	66,9	25,7	21	50,1	6,9	0	4,5	111,4	433,5
1993-94	18,5	0,5	20	16	16,1	24,4	7,3	16,5	3,1	0	13,5	0	24,4	135,9
1994-95	19,5	13,7	6,5	9,6	27,3	7,5	20,5	16	20	27,3	0	2,3	27,3	170,2
1995-96	13,7	13,5	9,1	25	29,3	53,5	20,3	38,9	48,5	9,6	0	4	53,5	265,4
1996-97	6,7	10	119,7	79,4	86	23	43,8	39,8	67,9	10,5	7	14,5	119,7	508,3
1997-98	66	34	23,5	13,4	10	18,5	5,3	33,7	17,2	6,8	4	4,5	66,0	236,9
1998-99	37	7	64,4	18,4	20,3	13	9,9	9,6	4,6	10,6	8	4	64,4	206,8
1999-00	19	15,3	10,2	46,1	49	10,7	17,6	11,4	21,5	2	0	6	49,0	208,8
2000-01	9,1	10,7	16	13,6	45,9	12,6	10	12,3	6,6	0	9	2,9	45,9	148,7
2001-02	13,6	1,8	10,9	5,3	15,4	16	30	14	3,4	0	7	11,5	30,0	128,9
2003-03	6,7	4,4	58	40,6	67,8	16,5	49,9	33,6	17	0	23,3	17,7	67,8	335,5
2003-04	20,2	25,2	5,9	38	24,5	13,6	13,5	19	19,7	33,8	0	4,8	38,0	218,2
2004-05	14,2	19,5	58,9	53,7	16,7	12,3	9,5	21	0	33,5	0	0	58,9	239,3
2005-06	28	39,8	18	50,6	22	35,9	20	8,7	26,9	22,7	68,7	52,3	68,7	393,6
2006-07	61,8	37	9,8	42,4	88	7,4	37,8	3,2	52	1	9,1	45	88,0	394,5
2007-08	10,2	25	101,8	88,6	28,2	30	7,6	11	79,5	25,3	16,5	6	101,8	429,7
2008-09	10	19,3	48,9	21,3	75,8	15,2	54,5	19,8	44,6	42,4	42,4	27	75,8	421,2
2009-10	69,3	41,3	27,5	77,5	34	6,8	4,7	18,4	78,6	13,1	28,8	33,6	78,6	433,6
Moy	25,84	27,28	30,18	37,77	37,40	27,66	33,72	25,88	26,33	12,05	9,21	7,84	69,01	301,16

Source : ARNH de Constantine

IV.4- L'homogénéité de la série pluviométrique

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

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

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

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

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

$$W_y = \sum$$

W_y : Somme des rangs de sous série (Y).

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + 1)(N_2 + 1)}{2} - \frac{(N_1 + 1)(N_2 + 1)}{2}$$

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

Le tableau suivant détaille le procédé de test d'homogénéité pour la station de Mahouane (Sétif).

Tableau. IV.3 : Test de Wilcoxon à la station de Mahouane (Sétif).

Rang	P(mm)	Y	X	Val décroissant	Yux
1	183,63	183,63	265,4	830,8	Y
2	802,2	802,2	508,3	802,2	Y
3	643,2	643,2	236,9	643,2	Y
4	527,06	527,06	206,8	527,06	Y
5	830,8	830,8	208,8	508,3	X
6	295,7	295,7	148,7	433,6	X
7	103,8	103,8	128,9	433,5	Y
8	190	190	335,5	429,7	X
9	147,2	147,2	218,2	425,67	Y
10	340,6	340,6	239,3	421,2	X
11	173,6	173,6	393,6	394,5	X
12	325,8	325,8	394,5	393,6	X
13	132,6	132,6	429,7	340,6	Y
14	123,5	123,5	421,2	335,5	X
15	130,25	130,25	433,6	330,1	Y
16	123,2	123,2		325,8	Y
17	330,1	330,1		295,7	Y
18	264	264		291,4	Y
19	291,4	291,4		280,15	Y
20	232	232		265,4	X
21	217,6	217,6		264	Y
22	225,86	225,86		239,3	X
23	425,67	425,67		236,9	X
24	280,15	280,15		232	Y
25	433,5	433,5		225,86	Y
26	135,9	135,9		218,2	X
27	170,2	170,2		217,6	Y
28	265,4			208,8	X
29	508,3			206,8	X
30	236,9			190	Y
31	206,8			183,63	Y
32	208,8			173,6	Y
33	148,7			170,2	Y
34	128,9			148,7	X
35	335,5			147,2	Y
36	218,2			135,9	Y
37	239,3			132,6	Y
38	393,6			130,25	Y
39	394,5			128,9	X
40	429,7			123,5	Y
41	421,2			123,2	Y
42	433,6			103,8	Y

Donc : $W_y=378$.

$W_{min}=247,33$.

$$W_{\max}=397,67. \rightarrow 247,33 < 378 < 397,67$$

Alors la condition de wilcoxon est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelle à la station de Mahouane (Sétif) est homogène à un seuil de $(1-\alpha)$ avec $\alpha=0,05$.

IV.5- Etude de l'échantillon et le choix du type de loi

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

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

IV.5.1- Ajustement à la loi du log normal (loi de Galton)

Cette méthode est comme suit : les données statistiques des pluies sont rapportées à une autre échelle à savoir l'échelle du log normale.

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

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

Avec:

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

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

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

δ_{Ln} : la variance, calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique et sa formule s'écrit comme suit :

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

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

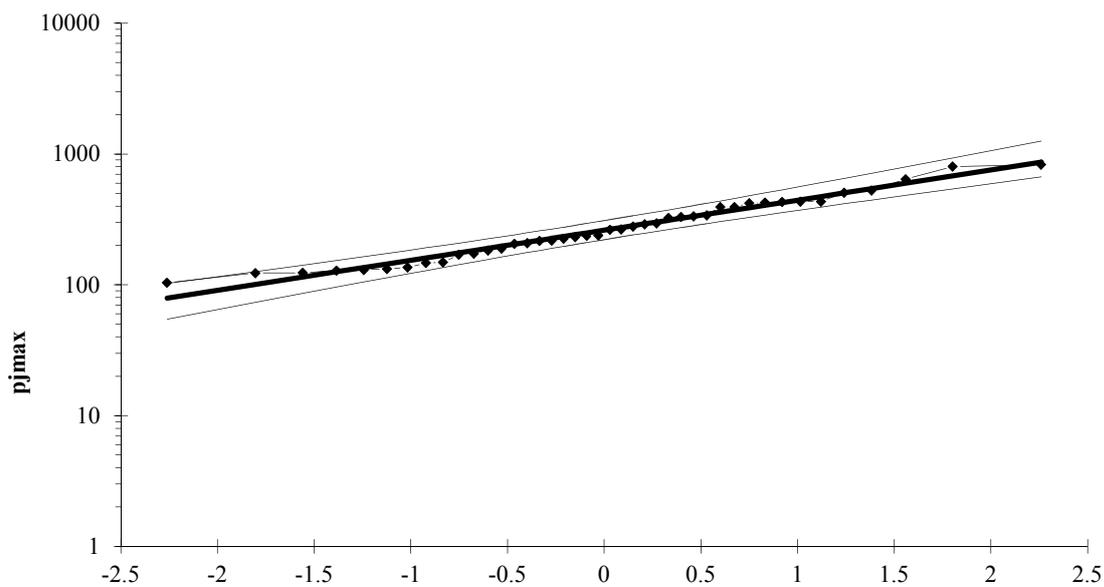
$U_{p\%}$: variable réduite de Gauss.

Pour les calculs on a utilisée le logiciel hydrolab. Les résultats obtenus donnée par le tableau IV.4 et à la figure 1.

Tableau. IV.4 : Ajustement à une loi de Log-normale

Taille n= 42		Moy.log(x-xo)= 2,42		E.T. log(x-xo)= 0,23				
xo= 0		E.T. log(x-xo)= 0,23		I.C. à (en%)= 95			U Gauss= 1,96	
Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
183,63	103,8	1	0,012	-2,261	103,8	79,1459	54,4764	102,5289
802,2	123,2	2	0,036	-1,803	123,2	100,816	73,394	126,38016
643,2	123,5	3	0,060	-1,559	123,5	114,709	85,9063	141,5213
527,06	128,9	4	0,083	-1,383	128,9	125,893	96,1379	153,68746
830,8	130,25	5	0,107	-1,242	130,25	135,658	105,157	164,32036
295,7	132,6	6	0,131	-1,122	132,6	144,553	113,424	174,03286
103,8	135,9	7	0,155	-1,016	135,9	152,871	121,186	183,15157
190	147,2	8	0,179	-0,921	147,2	160,79	128,592	191,87579
147,2	148,7	9	0,202	-0,833	148,7	168,43	135,745	200,33921
340,6	170,2	10	0,226	-0,751	170,2	175,875	142,713	208,63826
173,6	173,6	11	0,250	-0,674	173,6	183,189	149,552	216,84679
325,8	183,63	12	0,274	-0,601	183,63	190,423	156,303	225,02442
132,6	190	13	0,298	-0,531	190	197,618	163,001	233,22157
123,5	206,8	14	0,321	-0,463	206,8	204,811	169,674	241,4827
130,25	208,8	15	0,345	-0,398	208,8	212,034	176,348	249,84859
123,2	217,6	16	0,369	-0,334	217,6	219,316	183,046	258,35797
330,1	218,2	17	0,393	-0,271	218,2	226,685	189,791	267,04879
264	225,86	18	0,417	-0,210	225,86	234,17	196,604	275,95928
291,4	232	19	0,440	-0,149	232	241,799	203,505	285,12891
232	236,9	20	0,464	-0,089	236,9	249,599	210,516	294,59935
217,6	239,3	21	0,488	-0,030	239,3	257,603	217,66	304,41539
225,86	264	22	0,512	0,030	264	265,843	224,962	314,62806
425,67	265,4	23	0,536	0,089	265,4	274,368	232,458	325,30514

280,15	280,15	24	0,560	0,149	280,15	283,219	240,179	336,51279
433,5	291,4	25	0,583	0,210	291,4	292,445	248,16	348,32497
135,9	295,7	26	0,607	0,271	295,7	302,102	256,44	360,82799
170,2	325,8	27	0,631	0,334	325,8	312,253	265,066	374,12391
265,4	330,1	28	0,655	0,398	330,1	322,977	274,094	388,33507
508,3	335,5	29	0,679	0,463	335,5	334,367	283,59	403,61025
236,9	340,6	30	0,702	0,531	340,6	346,537	293,635	420,13331
206,8	393,6	31	0,726	0,601	393,6	359,632	304,331	438,13547
208,8	394,5	32	0,750	0,674	394,5	373,833	315,808	457,91345
148,7	421,2	33	0,774	0,751	421,2	389,379	328,233	479,85684
128,9	425,67	34	0,798	0,833	425,67	406,59	341,83	504,49144
335,5	429,7	35	0,821	0,921	429,7	425,909	356,908	532,5506
218,2	433,5	36	0,845	1,016	433,5	447,973	373,909	565,09981
239,3	433,6	37	0,869	1,122	433,6	473,751	393,5	603,7699
393,6	508,3	38	0,893	1,242	508,3	504,813	416,759	651,23584
394,5	527,06	39	0,917	1,383	527,06	543,968	445,593	712,33128
429,7	643,2	40	0,940	1,559	643,2	597,007	483,899	797,17143
421,2	802,2	41	0,964	1,803	802,2	679,274	541,873	933,0743
433,6	830,8	42	0,988	2,261	830,8	865,263	667,929	1257,094



($x_0=0,00$ Moy. $\log(x-x_0)=2,4178$ E.T. $\log(x-x_0)=0,2297$ $n=42$ et I.C. à 95%)

Figure. IV. 1: Ajustement à la loi de Galton

Remarque : l'examen graphique montre un bon ajustement.

Les résultats de l'ajustement à la loi de Galton est les suivantes :

Tableau. IV.5 : Les résultats des fréquences 80% et 50%

Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,5	0,000	261,69	221,29	309,47	261,691	0,500	2,0
0,2	-0,841	167,68	135,04	199,502	167,676	0,200	1,3

$$\overline{\text{Ln}(X)} = 2,42\text{mm} \text{ et l'écart type} = 0,23$$

L'équation de la droite de Galton devienne comme suit :

$$\text{Ln}(X_{95\%}) = 2,42 + 0,23 * 1,96$$

$$\Rightarrow \text{Ln}(X_{95\%}) = 2,87 \text{ mm}$$

IV.5.2- Test de validité de l'ajustement à la loi de Log-normale

➤ **Test de Khi carrée**

- ✓ On calcule χ^2 calculé.
- ✓ On calcule le nombre de degré de liberté γ :
- ✓ On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson III (voir tableau. IV.6).

Avec : χ^2 théorique = $g(\gamma, \alpha)$

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0,05$ si et seulement si : χ^2 calculé < χ^2 théorique.

Tableau. IV.6 : Table du χ^2 théorique

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

D'après le calcul par le logiciel HYFRAN, on obtenu les résultats suivants :

$$\gamma=4, \quad \chi^2 \text{ calculé} = 2,16$$

D'après la table de Pearson du χ^2 on a : χ^2 théorique = 9,488

Alors que : χ^2 calculé = 2,16 < χ^2 théorique=9,488

Donc l'ajustement est considéré.

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

$$P_{i, 80\%} = P_{\text{moy de chaque mois}} \times \frac{\dot{\epsilon} \quad (\%) }{\dot{\epsilon} \quad (\%)}$$

D'où :

i : mois

On déduire les paramètres suivants :

$$P_{\text{théoann } 80\%} = 167,68\text{mm.}$$

$$P_{\text{théoann } 50\%} = 261,69\text{mm.}$$

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

Tableau IV.7 : Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
$P_{i, \text{moy}} \text{mm}$	25,84	27,28	30,18	37,77	37,40	27,66	33,72	25,88	26,33	12,05	9,21	7,84
$P_{i, 80\%} \text{mm}$	16,56	17,48	19,34	24,21	23,97	17,73	21,62	16,59	16,88	7,72	5,91	5,02

Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous nous sommes efforcés de dégager les principales caractéristiques statistiques de la série pluviométrique, retenue comme représentative, de la zone de projet.

Quant à l'ajustement des séries de pluies moyennes annuelles, il faut signaler que le test de Khi carré a montré un ajustement à considérer avec les deux lois (loi de Galton et la loi de Gauss).

Pour l'ajustement des séries des pluies moyennes annuelles, on constate que la loi de Galton, adoptée dans notre projet.

Introduction

Le présent chapitre, se propose de quantifier les besoins en eau des cultures sur la base des informations définies auparavant, conditionnant la conception de notre projet tels que les conditions climatiques, cultures envisageables, systèmes agronomiques, l'intensité culturale, potentialités des sols, l'eau disponible, fertilité des sols, pratique culturale et méthodes d'irrigations.

Toutefois, en raison d'une répartition défavorable des pluies et du caractère d'averses, le degré de satisfaction des plantes en raison sèche est très faible, il est évident que ce déficit en eau provoque des chutes considérables de rendement, d'où la nécessité de bien quantifier les besoins en eau des cultures envisagées dans le périmètre avant de passer à la conception du projet.

V.1- Besoin en eau du périmètre

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

La pièce de base pour la quantification des besoins en eau du périmètre est le calendrier des cultures, établi par des agronomes. Il présente les différentes cultures occupant le sol à chaque instant de l'année, on prend soin d'indiquer le taux de surface couvert par chaque culture sur la base des enquêtes menées par les brigades concernées. L'évaluation des besoins en eau du périmètre est basée sur la détermination des besoins de chaque culture retenue dans le calendrier agronomique.

Pour cela on définit :

V.1.1- L'évapotranspiration

L'évapotranspiration est un phénomène complexe intégrant à la fois, l'évaporation de l'eau du sol (phénomène physique) et la transpiration de la couverture végétale (phénomène physiologique). Donc, on le considérant comme la totalité de la consommation d'eau d'une plante en place, à savoir, l'eau de constitution, l'eau de végétation et les consommations annexes (évapotranspiration directe du sol, herbes, ...).

On distingue :

V.1.1.1- L'évapotranspiration de référence (ET₀ ou ETP)

Cette évapotranspiration d'une culture bien fournie en eau ou le sol est à sa capacité de rétention, autrement dit c'est la limite maximal de l'évapotranspiration.

On peut la définir comme étant le taux de l'évapotranspiration d'une surface du Gazon vert, ayant une hauteur uniforme de 8 à 15cm, poussant activement, ombrant complètement le sol et ne manquant pas d'eau.

V.1.1.2- L'évapotranspiration réelle (ETR)

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. Il est donné par l'expression suivante :

$$ET_{\text{CULTURE}} = K_C \times ET_0 \dots\dots\dots (V -1)$$

Avec :

K_C : le coefficient cultural dépend du type de la texture du sol.

V.2- Méthodes d'évaluation d'évapotranspiration de référence (ET₀ ou ETP)

L'évapotranspiration potentielle peut être évaluée selon plusieurs possibilités parmi les quelles :

- L'évapotranspiromètre (mesure directe).
- Les stations expérimentales.
- Méthode de bilan hydrique.
- Méthode de bilan thermique.
- Formules empiriques:

Il existe plusieurs formules empiriques parmi les quelles :

- ✓ Formule de Blaney et Criddle.
- ✓ Formule de Turc.
- ✓ Formule d'Ivanov (URSS).
- ✓ Formule de Penman.
- ✓ Formule de Messahel.

Permis ces formule on site les suivants :

a) Formule de Blaney et Criddle (URSS)

Elle a été établie et a donné des résultats satisfaisants pour les régions arides et semi-arides, s'exprime par la formule suivante :

$$ETP = P \times K \times (0.457 T + 8.13) \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec :

ETP : Evapotranspiration potentielle en (mm/jour).

P : Pourcentage de la durée mensuelle de l'éclairement rapporté à la durée annuelle et ne dépend que de la latitude.

K : Coefficient variant en fonction de la culture et de la zone climatique.

T : Température moyenne mensuelle en (°c).

b) Formule de turc (France1960)

Si l'humidité relative de l'air est supérieure à 50%, l'évapotranspiration potentielle est donnée par l'expression suivant :

$$ETP = 0,40 \times (I_g + 50) \times \frac{T}{T + 15} \dots\dots\dots (V-3)$$

Avec :

T : Température moyenne de la période considéré en (°c).

I_g : Radiation globale du mois considéré en (cal/cm²/jour), selon Turc, le coefficient 0.40 est réduit à 0.37 pour le mois de février.

Si l'humidité relative de l'air est inférieure à 50%, l'ETP est donnée par l'expression :

$$ETP = 0,40 \times (I_g + 50) \times \frac{T}{T + 15} \times \left(1 + \frac{50 - H_r}{70} \right) \dots\dots\dots (V-4)$$

Avec :

T : Température moyenne de la période considéré en (°c).

H_r : L'humidité de l'air en %.

I_g : Radiation globale en (cal/cm²/jour).

Tel que :

$$I_g = I_{gA} \times \left(0,80 + 0,62 \times \frac{h}{H} \right) \dots\dots\dots(V-5)$$

Avec :

I_{gA} : Radiation maximale théorique.

H : Durée astronomique de jour en (heure/mois).

h : Durée d'insolation en (heure/mois).

En ce qui concerne notre projet, le calcul des besoins en eau des cultures est effectué à l'aide du logiciel appelé; **CROPWAT8.0**, qui permet au passage de l'évaporation à l'évapotranspiration de référence, selon la méthode empirique la plus appropriée de **Penman&Monteith** (ou penman modifiée).

c) Méthode de Penman&Monteith

Cette méthode est limitée ou bien incomplète, du fait que cette dernière ne prenant pas en considération l'effet de quelques paramètres météorologiques.

Pour cela, nous adaptons la nouvelle formule de Penman&Monteith modifiée qui prenne en compte l'effet du paramètre vent, ainsi que les corrections supplémentaires qui tiennent comptent des conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

L'expérience a montrée que l'expression obtenue, est valable pour les régions humides et aussi dans les régions très chaudes et semi-arides ; la formule de Penman&Monteith modifiée se présentant comme suit :

$$ET_0 = C \times [W \times R_n + (1 - W) \times F(u) \times (ea - ed)] \dots\dots\dots (V-6)$$

Où :

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

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

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

F(u) : Fonction liée au vent.

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

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

La différence (ea-ed) constitue le facteur de correction, afin de compenser les conditions météorologiques diurnes et nocturnes. Le calcul de l'évapotranspiration de référence est réalisé à

l'aide de logiciel **CROPWAT 8.0** fondé sur la méthode de Penman&Monteith, modifiée et recommandée par la consultation des experts de la FAO, tenue à Rome en Mai 1990.

Pour l'exploitation du logiciel, nous devons fournir les informations mensuelles de la station météorologique et la méthode adoptée, emploie les informations homogènes et faibles suivantes :

- **Température** : les températures moyennes sont données en degré Celsius (°c).
- **Humidité de l'air** : l'humidité relative de l'air exprimée en pourcentage (%).
- **Insolation journalière** : donnée en heures d'insolation de (1 à 20 h).
- **Vitesse de vent** : la vitesse du vent peut être introduite en m/sec.

Dans le tableau n°V.1 nous représentons l'évapotranspiration de référence ET_0 calculée à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0 selon la formule de Penman modifié (ou Penman&Monteith).

Tableau. V.1 : Calcul de l'évapotranspiration de référence ET_0 selon Penman&Monteith à la station de Mahouane (Sétif)

Paramètres	Temps (Min)	Temps (Max)	Humidité	Vitesse	Ensoleiment	Radiation	ET₀
Mois	°C	°C	%	m/s	heure	MJ/m ² /jour	mm/jour
Jan	1.9	9.8	75	2.5	5.9	9.6	1.25
Fév	2.4	11.9	68	2.7	7.4	13.4	1.96
Mar	4.7	14.6	63	3.1	7.7	16.8	2.89
Avr	6.1	17.0	58	3.5	8.7	20.9	3.95
Mai	11.5	23.4	53	3.1	9.7	23.9	5.36
Jui	15.9	29.4	41	3.0	10.7	25.9	6.97
Juit	19.2	32.9	35	2.9	11.5	26.7	7.73
Aou	19.5	32.7	38	2.9	10.4	23.8	7.09
Sep	15.4	27.1	53	2.8	8.9	19.3	4.91
Oct	11.0	21.2	61	2.7	7.6	14.6	3.15
Nov	6.0	15.2	72	3.0	6.3	10.5	1.86
Déc	2.6	10.6	77	2.8	5.8	8.8	1.21
Moy	9.7	20.5	58	2.9	8.4	17.8	4.03

V.3- Traitement des données pluviométriques

Afin d'estimer le déficit des précipitations pour les besoins en eau d'irrigation, une analyse statistique sera faite pour déterminer la fraction des pluies qui contribuent effectivement à couvrir les besoins en eau d'une culture, nous proposons quelques définitions des précipitations :

V.3.1- Précipitation moyenne mensuelle

Moyenne déterminée mathématiquement pour une série de relevé pluviométrique. La pluviométrie mensuelle moyenne est donnée dans un tableau au Chapitre I.

V.3.2- Précipitation de projet (ou l'année de calcul)

La quantité de précipitations sur la quelle on peut compter **quatre années sur cinq**, correspond à une **probabilité de 80%** et représente une année "**Normale**" **Sèche**, donc c'est la précipitation qui est utilisée dans le dimensionnement d'un réseau d'irrigation, appelé souvent **précipitation du projet**.

Les précipitations mensuelles de cette année sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau. V.2 : Précipitation moyenne mensuelles de l'année du projet à la station de Mahouane (Sétif)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
P_{i,moy} (mm)	25,84	27,28	30,18	37,77	37,40	27,66	33,72	25,88	26,33	12,05	9,21	7,84	301,2
P_{i,80%} (mm)	16,56	17,48	19,34	24,21	23,97	17,73	21,62	16,59	16,88	7,72	5,91	5,02	193,0

V.4- Calcul de la pluie efficace

Pour tenir compte des pertes, le programme CROPWAT 8.0 nous permettra de calculer la précipitation efficace, définie comme étant la fraction des précipitations contribuant effectivement à la satisfaction des besoins de l'évapotranspiration de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface, par percolation en profondeur, ...

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

Par conséquent, en l'absence de telles données, nous utiliserons couramment des méthodes expérimentales, cas de la méthode pourcentage fixé. Dans notre cas on fixe le pourcentage à 80% (on considère que 20%de précipitations sont des pertes par ruissellement de surface, et par percolation en profondeur).

Les valeurs mensuelles de **P_{eff}** Calculées sont représentées dans le tableau après.

Tableau. V.3 : Les valeurs mensuelles de P_{eff} à la station de Mahouane (Sétif)

	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juit	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
Pluies (mm)	25,84	27,28	30,18	37,77	37,40	27,66	33,72	25,88	26,33	12,05	9,21	7,84	301,2
Pluies eff(mm)	30,4	23,2	23,2	26,4	36,0	14,4	5,6	10,4	42,4	24,8	33,6	34,4	241

V.5- Les besoins en eau d’irrigation des cultures

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique :

$$B = (P_{eff} + RFU) - ETM \dots\dots\dots (V-7)$$

Avec :

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

E.T.P : évapotranspiration (mm/jour).

RFU : réserve facilement utilisable donnée par le bulletin de la FAO en fonction de la culture et de la texture du sol.

P_{eff} : pluie efficace tel que : $P_{eff} = A \cdot \text{pluie}$; ou $A = 0,8$ à $0,9$ (on prend : $A = 0,8$) ; voir le tableau V-3.

$$ETM = ET_0 \times K_C \dots\dots\dots (V-8)$$

D’après la formule (V-7), l'irrigation est fait lorsque $B > 0$.

Dans notre projet on a trois (3) arboricultures : l’agrume, l’abricotier et l’olivier

➔ Les résultats de calcul pour les différentes cultures sont reportés dans les tableaux suivants :

Tableau V.4 : Besoins en eau d'irrigation d'Abricotier

Culture : Abricot Station climatique : Mahouane (Sétif)						
Date de plantation : 15 mars						
Mois	ET ₀ mm/mois	Coeff K _C	ETM mm/mois	Pluie eff mm	RFU	Besoins d'irri mm/mois
Mar	89,59	0,50	44,80	23,2	100,00	0
Avr	118,5	0,50	59,25	26,4	100,00	0
Mai	166,16	0,53	88,06	36,0	100,00	0
Jui	209,1	0,68	142,19	14,4	100,00	-27,79
Juil	239,63	0,83	198,89	5,6	0,00	-193,29
Août	219,79	0,95	208,80	10,4	0,00	-198,40
Sep	147,3	0,95	139,94	42,4	0,00	-97,54
Oct	97,65	0,95	92,77	24,8	0,00	-67,97
Nov	55,8	0,91	50,78	33,6	0,00	-17,18
Déc	37,51	0,85	31,88	34,4	0,00	0
Jan	38,75	0,78	30,23	30,4	2,52	0
Fév	56,84	0,70	39,79	23,2	2,69	-13,90

Tableau V.5 : Besoins en eau d'irrigation des Oliviers

Culture : Olivier Station climatique : Mahouane (Sétif)						
Date de plantation : 15 mars						
Mois	ET ₀ mm/mois	Coeff K _C	ETM mm/mois	Pluie eff mm/mois	RFU mm	Besoins D'irri mm/mois
Mars	89,59	0,50	44,80	23,2	95	0
Avr	118,5	0,50	59,25	26,4	95	0
Mai	166,16	0,50	83,08	36,0	95	0
Jui	209,1	0,54	112,91	14,4	45	-53,51
Juit	239,63	0,68	162,95	5,6	0	-142,97
Août	219,79	0,83	182,43	10,4	0	-172,03
Sep	147,3	0,95	139,94	42,4	0	-97,54
Oct	97,65	0,95	92,77	24,8	0	-67,97
Nov	55,8	0,95	53,01	33,6	0	-18,29
Déc	37,51	0,93	34,88	34,4	0	0
jan	38,75	0,83	32,16	30,4	3,27	0
Fév	56,84	0,73	41,49	23,2	5,38	0

Tableau. V.6 : Besoins en eau d'irrigation des Amandiers

Culture : Amandier Station climatique : Mahouane (Sétif) Date de plantation : 15 mars						
Mois	ET ₀ mm/mois	Coeff K _C	ETM mm/mois	Pluie eff mm/mois	RFU mm	Besoins D'irri mm/mois
Mar	89,59	0,40	35,836	23,2	100	0
Avr	118,5	0,40	47,4	26,4	100	0
Mai	166,16	0,45	74,772	36,0	100	0
Jui	209,1	0,50	104,55	14,4	50	-40,15
Juit	239,63	0,65	155,7595	5,6	0	-150,1595
Aoû	219,79	0,75	164,8425	10,4	0	-154,4425
Sep	147,3	0,87	128,151	42,4	0	-85,751
Oct	97,65	0,95	92,7675	24,8	0	-67,9675
Nov	55,8	0,95	53,01	33,6	0	-19,41
Déc	37,51	0,95	35,6345	34,4	0,12	-1,1145
jan	38,75	0,92	35,65	30,4	10,14	0
Fév	56,84	0,80	45,472	23,2	13,42	-8,852

Tableau. V.7 : Besoins brutes en eau d'irrigation des cultures

Station climatique : Mahouane (Sétif) Les besoins brutes des cultures en mm/mois				
Mois	Abricotier 33,35 ha	Oliviers 42,65 ha	Amandier 30,85 ha	Besoins d'irrigation mm/ha
Mars	0	0	0	0
Avr	0	0	0	0
Mai	0	0	0	0
Jui	-36,15	-53,51	-40,15	-129,81
Juit	-157,35	-142,97	-150,16	-450,48
Aou	-132,46	-172,03	-154,44	-458,93
Sep	-53,35	-97,54	-85,75	-236,64
Oct	-38,67	-67,97	-67,97	-174,61
Nov	-2,67	-18,29	-19,41	-40,37
Déc	0	0	-1,11	-1,11
Jan	0	0	0	0
Fév	-5,74	0	-8,85	-14,59
Total	-426,39	-552,31	-527,84	-1506,54

Conclusion

Le périmètre de AIN S'FIHA est caractérisé par une grande superficie cultivée, dont l'olivier est considérée comme l'espèce le plus adapté dans ce périmètre, et cela est dû aux raisons de manque des ressources en eaux destinés à l'irrigation. Cette situation hydrique exige aux agriculteurs de la région à ne pas cultiver que dans les périodes hivernales pour garantir l'irrigation naturelle.

Une estimation des besoins en eaux totaux du périmètre nous renseigne que ces derniers sont en valeur importante en les comparant avec le volume d'eau alloué, soit d'un volume déficitaire de **16,096 m³**.

Les résultats tirés de la station d'épuration de AIN S'FIHA nous renseigne aussi que la production annuelle des EUE de celle-ci peut couvrir un volume d'eau de **36.135 Mm³** pour l'horizon **2013**.

Le chapitre suivant sert à projeter un réseau d'irrigation du périmètre à partir des eaux usées épurées de la STEP de AIN S'FIHA qui est la ressource en eau du périmètre.

Introduction

Le réseau d'irrigation est un ensemble d'éléments qui permettent d'assurer le transport, la répartition, la mise en charge et la distribution de l'eau à chaque exploitation agricole.

L'objectif de ce chapitre est le choix de réseau adéquat, ainsi que la détermination des paramètres hydrauliques de ce réseau.

VI.1 Classification des réseaux d'irrigation

VI.1.1 Selon la construction

- **Réseau classique :** Dans ce type de réseau, le transport de l'eau est assuré gravitairement dans des canaux à ciel ouvert.
- **Réseau fermé:** Dans ce réseau, l'eau est transportée dans des conduites en charge.
- **Réseau mixte:** Dans ce réseau l'eau est transportée dans des canaux à ciel ouvert jusqu'aux parcelles alors que la distribution de cette eau se fait par des conduites sous pression.

VI.1.2 Selon la réalisation

- Réseau permanent : à longue durée
- Réseau temporaire : comme les réseaux à ciel ouvert en terre.
- Réseau stationnaire.
- Réseau mobile : le matériel est déplaçable d'une exploitation à une autre.
- Réseau semi-mobile : une partie du matériel est déplaçable.

VI.1.3 Selon la distribution de l'eau sur le périmètre

- Soit par gravité (gravitaire).
- Soit par élévation mécanique.

VI.1.4 Selon le fonctionnement durant la période d'irrigation

- Réseau à service continu.
- Réseau à service discontinu.

VI.2 Choix du type de réseau d'irrigation

Le choix du type de réseau d'irrigation est conditionné par le relief et la technique d'arrosage adoptée.

C'est pour cette raison que notre choix c'est porté sur le réseau fermé. Celui-ci présente les avantages suivants :

- Les pertes d'eau (par évaporation et infiltration) sont négligeables.
- Une utilisation rationnelle et économique de l'eau d'irrigation.
- Il peut être adopté pour n'importe quel relief.
- Possibilité d'automatisation, (Son inconvénient principal est le coût élevé).

VI.3 Choix du type de matériau des conduites

Les conduites peuvent être réalisées par différents matériaux fonte, acier, amiante de ciment, béton armé, galvanisé et en pvc.

Le choix de l'un de ces matériaux est conditionne par :

- Le diamètre
- La pression de service
- Le critère économique
- Les conditions de pose des conduites
- La disponibilité dans le marché
- La technique d'arrosage

VI.4 Réseau d'irrigation localisée

VI.4.1 Composition De l'installation

1* point de fourniture d'eau

Une crépine filtrante peut être nécessaire si la ressource en eau, constituée par un petit barrage (lac collinaire) ou un cours d'eau, contient de la matière organique ou des particules en suspension, mais non si elle est relativement propre.

2* L'unité de tête

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

Pour introduire des éléments fertilisants, on utilise le plus souvent un réservoir que l'on remplit d'engrais solubles, azote en particulier : c'est un petit récipient sous pression avec une entrée et une sortie. Une fraction du débit est dérivée de la conduite principale, envoyée dans le réservoir, s'y enrichit en engrais puis est réinjectée dans la conduite principale. Avoir un bon filtre principal est une chose primordiale dans toutes les unités de tête. Le filtre à sable (ou à gravier), avec vannes permettant un nettoyage par contre courant est le meilleur, mais, avec de l'eau claire, un simple filtre à tamis peut suffire. Quand l'eau contient beaucoup de

sable, on doit installer des filtres spéciaux, appelés déssableurs, qui fonctionnent suivant le principe au vortex.

3 * la conduite principale

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

4* porte rampes

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

5* les rampes

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

6* les distributeurs

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

6*1. Choix d'un distributeur

En irrigation localisée, le choix du goutteur est important car de lui va dépendre le bon fonctionnement hydraulique de l'installation, l'alimentation hydrique satisfaisante de la culture, la pérennité des équipements, le niveau de filtration et la qualité de maintenance à assurer.

C'est la prise en compte d'un certain nombre d'éléments qui permet à l'utilisateur de définir son choix d'une manière objective.

a-la qualité de l'eau:

C'est un élément essentiel dont vont dépendre les risques de colmatage des distributeurs.

*les eaux de mauvaise qualité: sont généralement des eaux de surface (rivière, canaux lacs, bassins) riches en impuretés sous forme minérale ou organique. Si les éléments les plus gros

sont retenus par une filtration efficace, les éléments très fins par contre traversent les filtres et se déposent à l'intérieur des distributeurs entraînant peu à peu une diminution de leur débit.

Dans ce cas, on utilisera essentiellement des goutteurs en ligne à cheminement long non uniforme, ayant un débit de 4 l/h.

De même, si l'on doit utiliser des goutteurs autorégulant, on choisira préférentiellement ceux qui sont à chicanes avec la longueur de cheminement la plus grande possible.

En effet, après un certain temps de fonctionnement, il se produit un effet d'empreinte de la membrane au contact au relief de cheminement entraînant une diminution de la section de passage.

*les eaux de bonne qualité: sont généralement des eaux de nappe ni ferrugineuses (rouillée), ni entartrantes.

Dans ce cas, tous les goutteurs peuvent être utilisés à condition d'adapter la finesse de filtration à chacun d'eux.

b-la nature du sol:

La nature du sol permet de choisir entre mini diffuseurs et goutteurs.

Dans certains sols très filtrants, sableux ou caillouteux comportant une nature grossière, pour lesquels la diffusion latérale de l'eau est faible, ainsi que dans certains sols argileux comportant des argiles gonflantes dont la dessiccation entraîne la formation de fentes retraites. Pour tous les autres types de sol, des goutteurs de (2 ou 4)l/h conviennent, d'autant que les investissements nécessaires sont dans ce cas plus faibles.

c-la nature des cultures:

Pour les cultures pérennes, telles qu'arbres fruitiers, vignes, ou l'installation est fixe les distributeurs en ligne ou en dérivation sur la rampe peuvent être envisagés.

Par contre, dans le cas des cultures annuelles ou les rampes doivent être enroulées ou déroulées lors de la mise en place de la culture et pour la récolte, on évitera les goutteurs en dérivation faisant saillie sur la rampe, au bénéfice des goutteurs en ligne, des goutteurs intégrés dans la rampe, des gaines souples.

6*2. Différents types de distributeurs

Goutteurs: les plus utilisés ont des débits de 2 l/h pour les cultures maraîchères et de 4 l/h pour les cultures pérennes. Ils sont placés en dérivation, en ligne ou intégrés dans les rampes.

Gaines: destinée aux cultures maraîchères, peut être utilisée pour les vergers; elles assurent conjointement un rôle de transport et de distributeur.

Tubes poreux: la paroi à structure poreuse laisse passer l'eau, ils sont généralement enterrés.

Mini diffuseurs: ils sont toujours placés en dérivation, fixés directement sur la rampe, fonctionnent comme de petits asperseurs statiques ne couvrant qu'une partie de la surface du sol au voisinage des cultures.

Ajutages calibrés (procédé Bas-Rhône): les systèmes d'arrosage par ajutage calibrés sont constitués par une canalisation en PE, sur laquelle sont fixés en dérivation des orifices calibrés en laiton; sont placés sur la rampe à des écartements réguliers.

VI.5 Entretien du réseau

L'entretien du réseau comprend un ensemble d'opérations périodiques qui doivent être effectuées par l'exploitant pour assurer la pérennité de son installation ; surveillance du fonctionnement et du nettoyage des filtres, lutte contre les risques de colmatage, purge régulière du réseau et contrôle des distributeurs.

VI.6 Lutte contre le colmatage organique

Le développement des algues et des dépôts créés par les bactéries, cause de bouchages importants, peut être contrôlé de façon peu coûteuse en maintenant une concentration de chlore tel que :

- Pour les algues une concentration de chlore de 1 à 5 mg / l de façon continue ou de 10 à 20 mg / l pendant 20 minutes à la fin de chaque irrigation
- Pour les bactéries ferrugineuses 1 ppm de Cl au-dessus du nombre de ppm de fer présent (ceci peut varier en fonction de la quantité de bactéries).

L'efficacité de l'injection de Cl dépend de la valeur du PH de l'eau, il est nécessaire d'utiliser plus de Cl pour des valeurs élevées de PH.

La quantité de Cl à injecter par heure est déterminée par la formule suivante (en g) :

$$P_{Cl} = \frac{C \cdot Q}{1000}$$

Avec : Q : Débit de l'installation à traiter ; (l / h)

C : la concentration désirée dans le réseau ; (mg / l)

VI.7 Lutte contre le colmatage chimique

Les principaux risques de colmatage chimique ont pour origine des dépôts de calcaire dans ou à la sortie du distributeur. L'injection dans le réseau d'une solution d'acide du commerce (36° baumé, densité 1,33) à une concentration de 0,2 à 0,5 % en volume (2 à 5 litres d'acide par m³ d'eau) permet généralement une lutte efficace.

VI.8 Purge des canalisations

Les purges des canalisations sont un élément important dans la maintenance des réseaux. Elles sont effectuées de l'amont vers l'aval en commençant par la canalisation principale puis les canalisations secondaires et les rampes.

IL est nécessaire de purger:

- Lors de la première mise en eau et après chaque réparation;
- En début et en fin de campagne;
- En cours de campagne;

VI.9 Contrôle de l'installation

On doit calculer l'uniformité des débits d'une installation lors :

- De la réception de l'installation pour s'assurer de sa conformité aux spécifications minimales imposées;
- Des campagnes d'irrigation successives pour suivre l'évolution du colmatage des distributeurs

VI.10 Description des éléments du réseau existant

a. Le bassin de stockage

Le bassin de stockage est un ouvrage exécuté en béton armé. Il a une capacité maximale de :
 $V_{\max} = 8250 \text{ m}^3$. (66m×25m×5m).

b. Le bassin de régulation

Le bassin de régulation est un ouvrage exécuté en béton armé. Il a une capacité maximale de :
 $V_{\max} = 3250 \text{ m}^3$. (32,5m×25m×4m).

c. La conduite de refoulement

Elle relie la station de pompage et le bassin de régulation. Elle a une longueur de $L= 2188 \text{ m}$ et un diamètre de $D=630 \text{ mm}$ et un débit de $Q=762 \text{ l/s}$.

d. La conduite de distribution

Elle relie le bassin de régulation et le réseau d'irrigation. Elle a une longueur de $L= 2089 \text{ m}$ et un diamètre de $D=630 \text{ mm}$ et un débit de $Q=560 \text{ l/s}$.

e. Les goutteurs :

Au niveau de chaque poste on dénombre deux goutteurs d'un débit égal à 4 l/h pour chaque arbre.

I^{er} partie : Dimensionnement du réseau d'irrigation

Les calculs hydrauliques consistent à déterminer les paramètres suivants :

- Les débits au niveau de chaque parcelle et à la tête du réseau.
- Les diamètres des conduites.
- Les vitesses d'écoulement de l'eau dans les conduites.
- Les pertes de charges totales.

VI.I.1. Pour l'amandier

Tableau VI.1 : données générales pour l'amandier.

	parcelle:7	parcelle:8	parcelle:9	parcelle:10	parcelle:11
Espacement entre arbres (m)	5				
Espacement entre rampes (m)	6				
Surface des parcelles (m ²)	35096,91	65618,07	68390,39	69804,97	69593,24
Débit nominal (l/h)	4				
Pression nominale (mce)	10				
Espacement des goutteurs (m)	1				

VI.I.1.a Besoins en eau journaliers max

$$B_{\max} = ETM_{\text{local}} = 4,98 \text{ mm/jour.}$$

Donc les besoins journaliers max correspond à $B_{\max} = 4,98 \text{ mm / jour.}$

VI.I.1.b Besoins net d'irrigation

$$B_{\text{net}} = B_{\max} * K_r$$

K_r : coefficient de réduction (taux de couverture).

$$K_r = 0,1 + 0,9 * C_s$$

C_s : couverture de sol en %

$$\text{Alors que : } K_r = 0,1 + 0,9 * 0,75 = 0,775. \implies B_{\text{net}} = 4,98 * 0,775 = 3,8595 \text{ mm/j}$$

$$\text{Donc } B_{\text{net}} = 3,86 \text{ mm/j}$$

VI.I.1.c Besoins brute d'irrigation

$$B_{\text{brut}} = B_{\text{net}} / R_p$$

R_p : réduction de l'irrigation à les parcelles.

$$R_p = E * C_u * 0,01 = 0,9$$

$$B_{\text{brut}} = 3,86 / 0,9 = 4,29 \text{ mm/j}$$

VI.I.1.d Dose fictive à apportée

$$p(g) = \frac{2 \times q(g)}{E(r) \times E(g)}$$

Avec : q (g) : Débit d'un goutteur = 4 l/h.

E(r) : Espacement entre les rampes = 6 m.

E (g) : Espacement entre les goutteurs = 1 m.

Alors : $p(g) = \frac{\times}{\times} = 1,33 \text{ mm/h}$

VI.I.1.e Durée d'irrigation

$$\theta = \frac{B_{\text{max}}}{p(g)}$$

Avec : B_{max} : Besoins en eau journaliers (mm/jour) ;

P (g) : Dose fictive apportée (mm /h) ;

θ : Durée d'irrigation (h/jour).

$$\theta = \frac{4,98}{1,33} = 3,74 \text{ (h / jour)}$$

VI.I.1.f Nombre de postes à irrigué

$$N(p) = T_{\text{max}} / \theta$$

T_{max} : Temps maximum journaliers de travail (20h/1jour) ;

θ : Durée de l'arrosage (h) ;

$$N(p) = 20 / 3,74 = 5 \text{ postes.}$$

VI.I.1.g Surface d'un poste

$$S(p) = \frac{S(t)}{N(p)}$$

S (f) : Surface totale en ha.

N (p) : Nombre de poste.

$$S(p) = \frac{30,85}{5} = 6,17 \text{ ha}$$

VI.I.1.h Nombre de rampes par postes

$$N(r) = \frac{S(p)}{A1}$$

Avec : S (p) : Surface du poste en m².

A1 : Surface correspondant à une rampe en m².

Tell que : A1=194*6=1164 m²

Donc : $N(r) = \frac{61700}{1164} = 53$

VI.I.1.i Nombre de goutteurs par rampe

$$Ng/r = 2 * \left[\frac{\text{longueur de la rampe}}{\text{espacement entre culture}} \right] = 2 * \left[\frac{194}{5} \right] = 78$$

Tableau VI.2 : Les calculs des paramètres pour l'amandier

Paramètres calculées	B _{max} (mm/j)	B _{net} (mm/j)	B _{brut} (mm/j)	Pg (mm/h)	θ (h/jour)	N(p)	Sp (ha)	N(r)	N(g)
Parcelles : 7,8,9,10et11	4,98	3,86	4,29	1,33	3,74	10	3.085	260	19760

VI.I.1.j. Débit d'une rampe

$$Qr = Qg * Ng/r$$

Qg : débit de goutteur=4 l/h

Ng/r : nombre des goutteurs par rampe =76 goutteurs

Donc : Qr =304 l/h

VI.I.1.k Conditions hydrauliques

Pour calculer le diamètre on a la condition suivante :

Variation maximale de débits entre goutteurs : $\frac{\Delta q}{qg} = 10\%$

Variation maximale de la pression : $q = K \times H^x$

$$\frac{\Delta q}{qg} = x \times \frac{\Delta H}{Hn}$$

Avec : q_g : débit d'un goutteur ;

H_n : Pression nominale=10 m.c.e ;

X_n : Coefficient de régularisation de pression=0,5.

$$0.1 = 0.5 \times \frac{\Delta H}{10} \Rightarrow \Delta H = 2 \text{ m.c.e}$$

La valeur de pertes de charge singulière est estimée à 10% de la variation maximale de pression.

$$h(\text{sing}) = 0,2 \text{ m.c.e}$$

$$h(\text{linéaire}) = 2 - 0,2 = 1,8 \text{ m.c.e} \quad h(\text{linéaire}) = 1,8 \text{ m.c.e}$$

La répartition de la perte de charge est:

$$1/3 \text{ sur le porte rampe} \quad pdc(pr) = 0,667 \text{ m.c.e}$$

$$2/3 \text{ sur les rampes} \quad pdc(r) = 1,333 \text{ m.c.e}$$

VI.I.1.1 Diamètre des rampes

$$D = \sqrt[4.75]{\left(\frac{0,478}{2,75 \times pdc} \times L_r \times Q_r^{1,75}\right)}$$

P_{dc} : perte de charge dans la rampe=1,333 mce

L_r : longueur de la rampe=194 m

Q : débit de rampe=88 l/h

$$\text{AN:} \quad D = \sqrt[4.75]{\left(\frac{0,478}{2,75 \times 1,333} \times 194 \times 304^{1,75}\right)} \Rightarrow D = 16,22 \text{ mm}$$

On prend $D_N = 20 \text{ mm}$

VI.I.1.m Les pertes de charge dans les rampes

La perte de charge est calculée par la formule empirique : $J = 0,478 \times D^{-4.75} \times Q^{1.75} \times L_r$

Tel que : J = Perte de charge en m ;

D = Diamètre en mm ;

Q = Le débit en l/h ;

L = Longueur en m.

$$\text{Donc : } J = 0,478 \times 20^{-4.75} \times 304^{1.75} \times 194 = 1,3 \text{ m} < 1,333 \text{ m}$$

Rq : La quantité des diamètres Pour les rampes :

$$Q_t \text{ (ml)} = L_r * N_r * N_p = 194 * 26 * 10 = 50440 \text{ mL}$$

Tableau VI.3 : calcul de D_{cal} de la rampe pour l'Amandier

	Lr (m)	Qr (l/h)	h ₁ (m)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)	h _{lc} (m)	Qté Ø20(ml)
Parcelles : 7.8.9.10.11	194	304	1,2	16,22	20	1,17	50440

VI.I.1.n les calculs pour les portes rampes**a. Débit:**

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

Avec : Q_r : débit de rampe = 304 l/h

N_r : nombre des rampes = 26 rampes

Q_{pr} : débit de porte rampe = 7904 l/h = 7.904 m³/h

b. Diamètre

$$D = \sqrt[4.75]{\left(\frac{0,478}{2,75 \times p_{dc}} \times L_{pr} \times Q_{pr}^{1,75}\right)}$$

p_{dc} : perte de charge dans les portes rampes = 0,667 mce

L_r : longueur des portes rampes = 165 m

Q : débit de porte rampe = 7904 l/h

$$\text{AN: } D = \sqrt[4.75]{\left(\frac{0,478}{2,75 \times 0,667} \times 165 \times 7904^{1,75}\right)} \Rightarrow D = 60.25 \text{ mm}$$

c. Les pertes de charges

La perte de charge est calculée par la formule empirique : $J = 0,452 \times D^{-4.75} \times Q^{1.75} \times L_{pr}$

Tel que : J = Perte de charge en m ;

D = Diamètre en mm ;

Q = Le débit en l/h ;

L = Longueur en m.

On prend $DN = 70 \text{ mm}$ (PVC)

Donc : $J = 0,478 \times 80^{-4.75} \times 7904^{1.75} \times 178 = 0,514 \text{ m} < 0,667 \text{ m}$

Rq : La quantité des diamètres Pour les portes rampes

Qté (ml) = $L_{pr} \times N_{pr} = 178 \times 10 = 1780 \text{ mL}$

Tableau VI.4 : calcul de D_{cal} de la porte rampe pour l'Amandier

	L_{pr} (m)	Q_{pr} (l/h)	h_l (m)	D_{cal} (mm)	D_n (mm)	h_{lc} (m)	Qté Ø70 (mL)
Parcelles : 7.8.9.10.11	178	4664	0,6	49,61	80	0,4631	1780

VI.I.2. Pour l'abricotier**VI.I.2.1. Données générales pour l'abricotier**

Même plan du travail qui on doit suivre pour fait les calculs des paramètres d'abricotier et l'olivier.

Tableau VI.5: données générales pour l'abricotier.

Les parcelles	parcelle:1	parcelle:2	parcelle:3	parcelle:4	parcelle:5
Les données					
Espacement entre arbres	6m	6m	6m	6m	6m
Espacement entre rampes	5m	5m	5m	5m	5m
Surface des parcelles (m ²)	29113,73	71876,90	73951,303	84289,01	74246,69
Caractéristique de goutteur					
Débit nominal	4 l/h				
Pression nominale	10 mce				
Espacement des goutteurs	1m	1m	1m	1m	1m

Tableau VI.6 : les paramètres calculés pour l'abricotier.

Paramètres calculés	B_{max} (mm/j)	B_{net} (mm/j)	B_{brut} (mm/j)	P_g (mm/h)	θ (h/jour)	N(p)	Sp (ha)	N(r)	N(g)
Parcelles : 1.2.3.4.5	5,08	3,94	4,38	1,6	3,175	10	3,35	320	21760

Tableau VI.7: calcul de D_{cal} de la rampe pour l'abricotier.

L_r (m)	Q_r (l/h)	h_l (m)	D_{cal} (mm)	D_n (mm)	h_{lc} (m)	Qté Ø20 (ml)
205	272	1,2	15,83	20	1.143	65600

Tableau VI.8: calcul de D_{cal} de la porte rampe pour l'abricotier.

Lpr (m)	Qpr (l/h)	h_l (m)	D_{cal} (mm)	D_n (mm)	h_{lc} (m)	Qté Ø80 (ml)
174	8704	0.6	63.127	80	0.595	1740

VI.I.3 Pour l'olivier**VI.I.3.1 Données générales pour l'olivier****Tableau VI.9 :** données générales pour l'olivier

Les parcelles Les données	13	14	15	16	17	18	19
Espacement entre arbres	6m						
Espacement entre rampes	7m						
Surface des parcelles (m ²)	27241,63	54401,9	59330,85	61147,78	65100,96	88614,67	70618,22
Débit nominal (l/h)	4						
Pression nominale (mce)	10						
Espacement des goutteurs	1m						

Tableau VI.10 : les paramètres calculés pour l'olivier

Paramètres calculées	B_{max} (mm/j)	B_{net} (mm/j)	B_{brut} (mm/j)	P_g (mm/h)	θ (h/jour)	N(p)	Sp (ha)	N(r)	N(g)
Parcelles : 13.14.15.16.17. 18.19	5,55	4,3	4,78	1,14	4,87	14	3,046	364	19656

Tableau VI.11: calcul de D_{cal} de la rampe pour l'olivier.

Lr (m)	Ng	Qr (l/h)	h_l (m)	D_{cal} (mm)	D_n (mm)	h_{lc} (m)	Qté Ø20 (ml)
164	54	216	1.2	13.81	20	0.567	59696

Tableau VI.12: calcul de D_{cal} de la porte rampe pour l'olivier.

Lpr (m)	Nr	Qpr (l/h)	h_1 (m)	D_{cal} (mm)	D_n (mm)	h_{lc} (m)	Qté Ø70 (ml)
197	26	5616	0.6	53.05	70	0.4428	2758

VI.I.4 Calcul hydraulique des conduites principales

Il existe quatre (4) paramètres qui interviennent pour le calcul de la conduite principale.

- le débit Q ;
- La perte de charge ;
- La vitesse V ;
- Le diamètre D.

VI.I.4.1 Le débit d'installation

Est calculé par la formule suivante : $Q = \frac{S}{N} \cdot \frac{D_{brut}}{d} \cdot 10$

Avec : Q = Débit d'installation en m^3/h ;

S = Surface totale à irriguer en ha ;

N = Nombre de parcelles ;

Dbrut = Dose brute en mm ;

d = Durée d'arrosage en h.

VI.I.4.2 Les diamètres des conduites

$$D = 4,75 \sqrt{\left(\frac{0,478}{2,75 \times pdc} \times L_{cp} \times Q_{cp}^{1,75} \right)}$$

VI.I.4.3 Les pertes de charge

Les pertes de charge sont calculées par la formule suivante : $J = \frac{0,478}{2,75} \times D^{-4,75} \times Q^{1,75} \times L$

VI.I.4.4 Les vitesses

Les vitesses sont calculées par la formule suivante : $V = \frac{Q}{S}$

Avec : S : surface de la conduite en m^2 ;

Q : le débit dans la conduite en m^3/s .

$$S = \frac{\pi}{4} D^2$$

Tableau VI.13: Les résultats du calcul est indique dans le tableau suivant :

Les parcelles	Cultures	Q (l/h)	L (m)	Dc (mm)	DN (mm)	perte de charge (m)	Les vitesses (m/s)
1.2.3.4.5	l'abricotier	73036,50	1284,088	167,08	200	0,85	0,65
7.8.9.10.11	l'amandier	66173,25	891,534	149,20	160	1,44	0,91
13.14.15.16.17	l'olivier	63860,80	896,128	147,42	160	1,36	0,88
18 et 19	l'olivier	38048,80	698,579	115,59	125	1,38	0,86

VI.I.5 Calcul hydraulique de la conduite principale (E)

La conduite qui alimente les (3) trois conduites A, B et C

a. Le débit : $Q_E = Q_A + Q_B + Q_C = 203070,55$ l/h

b. Le diamètre : $D = 4,75 \sqrt{\left(\frac{0,478}{2,75 \times 2} \times 598,444 \times 203070,55^{1,75} \right)}$

$D = 207,36$ mm $\Rightarrow D_N = 250$ mm

c. Les pertes de charge : $J = \frac{0,478}{2,75} \times 250^{-4,75} \times 203070,55^{1,75} \times 598,444$

$\Rightarrow J = 0,82$ m

d. La vitesse : $V = \frac{0,0564}{0,0491} = 1,15$ m/s

VI.I.6 La Pression en tête de l'installation :

Elle est déterminée à partir du point le plus défavorable.

$$P = P_G + J(R) + J_{AB}(PR) + J_{tot}$$

Avec : P = Pression en tête de l'installation en m ;

P_G = Pression d'un goutteur = 10 m ;

$J(R)$ = perte de charge dans les rampes = 1,287 m ;

$J_{AB}(PR)$ = Perte de charge dans les portes rampe = 0,642 m ;

J_{tot} = Perte de charge totale ; $J_{tot} = (1,1 - 1,15) \times J_{lin}$.

J_{lin} = Perte de charge linéaire = $J_{BF}(CP) + J_{FE}$

Tel que :

$J_{BF}(CP)$ = Perte de charge dans la conduite principale = 1,98 m ;

J_{FE} = Perte de charge dans la conduite reliant le bassin et la conduite principale en m ;

tel que :

$$J_{FE} = \frac{0,478}{2,75 \times 2} \times 630^{-4,75} \times 2016000^{1,75} \times 2089 = 1,977 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } P = 10 + 1,287 + 0,642 + 1,13 (1,98 + 1,977) = 16,401 \text{ m.}$$

Alors : $P = 16,401 \text{ m.}$

Conclusion

D'après la détermination des différentes compositions du réseau; le dimensionnement de ces composantes est nécessaire pour chaque projet d'irrigation.

Donc on a déterminé les débits, les diamètres et les pertes de charge qui nous assurent l'écoulement dans ces conduites à des diamètres normalisés.

II^{ème} partie : l'adduction

Introduction

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technico-économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées de la station, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

Du part leur fonctionnement les adductions peut être classé selon leurs charges :

- Soit en adduction par refoulement
- Soit en adduction gravitaire

VI.II.1 Choix du tracé

Le choix de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

- Aux points hauts du tracé, peuvent se conformés des contentements d'air difficile a évacuer ou des ventouses seront exigés ;
- La nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes ;
- Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement ;
- Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des matériaux ;
- L'examen des conditions dans les quelles être établi cette canalisation, aussi bien au point de vue technico-économique.

VI.II.2 Estimation de la matière des tuyaux

La concentration sous pression comprend le plus souvent des tuyaux droites cylindriques et des éléments de raccords appelés « pièces spéciale » coudes , brides , cônes , ...etc.

Le choix des matériaux est conditionné par les valeurs du diamètre de la conduite et la pression exercé.

Pour les canalisation de très gros diamètre (1 à 3) m , on utilise souvent le béton armé, pour les canalisations de petit diamètre , on utilise la matière plastique.

VI.II.2.1 Canalisation en acier

Elles sont particulièrement utilisées pour des débits élevés des pressions importantes. Elles sont assemblées bout à bout par soudure est caractérisés par une bonne étanchéité et une bonne résistante, mais elles doivent étre protégées contre la corrosion.

VI.II.2.2 Canalisation en fonte

Elles sont utilisées le plus souvent malgré sont prix de revirent qui assez élevé, caractérisées par :

- Une grande étanchéité ;
- Une duré de vie assez longue ;
- Un bon coefficient d'écoulement hydraulique et facilité de baser sur le lit.

VI.II.2.3 Canalisation en amiante ciment

Elles sont constituées d'un mélange d'amiante en fibre diffusé dans du ciment portland artificiel ; caractérisés par des parois très lisse et un bon coefficient d'écoulement hydraulique , et une bonne résistance mécanique .

VI.II.2.4 Canalisation en matière plastique

Elles sont utilisées pour les canalisations mobiles de la distribution d'eau sur la parcelle. Elles sont souples et supportent les pressions moyennes.

VI.II.3 Assemblages des tuyaux

L'assemblages des tuyaux en acier se fait par soudure au chalumeau (oxyacetyline), on soudure a l'axe électrique .

Les tuyaux en amiante ciment peuvent être assemblés à l'aide des manchons de tuyaux suivants :

Joint simples, gibould, antiviv, Francoprest, Evermitie gam, ...etc.

Pour l'assemblage des conduites d'irrigation, on utilise le plus souvent les joints de types : Gibaut, Simplexe univiv.

VI.II.4 Raccords

Les raccords servent pour les points singulier comme :

- Raccordement de deux tronçons.
- Changement de direction, de diamètres et de joints.
- Interposition d'un élément de manœuvre on d'exploitation (robinet , vanne , ventouse , vidangeetc.).

VI.II.5 Matériel de contrôles de débits

- Vanne de sectionnement et de vidange
- Les compteurs
- Les bornes d'irrigation

- Venteuses
- Purgeurs

VI.II.6 Matériel de contrôle de pression

- Les réservoirs d'air anti-bélier
- Régulateurs et stabilisateurs de pression.

VI.II.7 Choix des types des conduites

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre
- Les pressions supportées
- Les conditions d'installation
- Les revêtements
- La disponibilité
- Le prix unitaire
- Type de sol

Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important dans le projet, nous avons opté pour les conduites en poly éthylène et cela en raison des avantages qu'elle présente :

- Très économiques
- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Permettre une pose simple et adéquate
- Résistance à des grandes pressions
- Réduction des pièces spéciales
- Les frais d'amortissement de la conduite varient dans le même sens que le diamètre de celle-ci et dans les mêmes conditions du débit véhiculé
- Les frais d'exploitation qui seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.

VI.II.8 Les ouvrage d'adduction :

VI.II.8.1 Conduite d'adduction gravitaire (STEP---RESERVOIRE DE STOCKAGE)

Le choix du diamètre de la conduite est effectué de façon à ce que la vitesse d'écoulement dans la canalisation soit admissible et comprise entre (0,2 à 2,0) m/s, et cela afin de ne pas provoquer certaine contrainte d'ordre technique : risque de coups de bélier violents lors des changements brusques du régime d'écoulement ou difficulté d'alimenter correctement les points à desservir.

Tableau VI.14: Caractéristiques des conduites de la variante d'adduction

Tronçon	Qtotale	penne	diamètre	H	V
	(l/s)	(mm/m)	(mm)	(m)	(m/s)
STEP—Station pompage	720	150	800	1,5	1,43

VI.II.8.2 Station de pompage

La première étape pour dimensionner la station de pompage est de déterminer le débit demandé. Celui-ci représente la somme des débits des deux conduites (E) et (D).

La seconde étape est de déterminer la pression manométrique totale à la quelle ce débit doit être porté. Elle comprend la pression de service (charge) de conduite, la perte de charge due aux frottements dans la section, les pertes singulières dues aux connexions et pièces spéciales et enfin la hauteur géométrique. Cette dernière est la différence de niveau entre la côte de la station et celles des deux réservoirs

Les données de bases présentées ci-après, sont issues des calculs de besoins en eau du périmètre et d'optimisation des conduites d'adduction.

Débit nominal de la station pompage : **Q=762 l/s=2743,2 m³/h**

Diamètre de refoulement Sp -R : D=630 mm

Longueur de refoulement Sp-R : L=2188 m

La hauteur manométrique est donnée par la formule de M Lechapt et Calmon.

$$HMT=hg+Pdc+Pr$$

Avec :

HMT : Hauteur manométrique totale en m.

hg: Hauteur géodésique en m.

Pdc: Pertes de charge totales en m

Pr: Pression requise nécessaire à la sortie (0,5÷1,5) m.

*Hauteur manométrique totale SP-R : **HMT=58,92+3,55+1=63,47 m**

Le nombre d'unité de pompage principale est fonction du débit nominal total que l'on doit refouler Pour rendre l'encombrement de la station plus économique, le nombre de pompe doit être le plus restreint possible.

$$Q < 1 \text{ m}^3/\text{s} \quad (1 \div 2) \text{ pompes.}$$

VI.II.8.3 Calcul de la puissance absorbée

$$P_w = \ell \times g \times H \times Q$$

Avec :

ℓ : masse volumique de l'eau en kg/m^3

g : la gravite en m/s^2

H : hauteur manométrique au point de fonctionnement en m.

Q : débit au point de fonctionnement en m.

$$A.N : P_{abs} = 1000 \times 9,81 \times 63,47 \times 0,762 = 474,45 \text{kw}$$

VI.II.8.4 Choix de la pompe

La pompe est déterminée par deux paramètres essentiels :

-la hauteur manométrique totale HM_T exprimée en m.

-le débit de la pompe Q_{pompe} en l/s.

D'après le catalogue des choix des pompe on a choisie la pompe suivante :

Tableau VI.15: Caractéristiques des pompes.

Station de pompage	Unité	Quantité
Groupe de pompes installées	U	1
Groupe de pompes de réserve	U	1
Débit nominal d'une pompe	m^3/h	2743,2
Hauteur de refoulement	m	63,47
Rendement hydraulique	%	88
Puissance absorbée	Kw	474,45
NPSHr	m	9

VI.II.8.5 l'appareillage à la sortie des groupes

Il sera placé à la sortie des groupes l'appareillage suivant d'amont vers l'aval :

- ventouse à double effet,
- un manomètre,
- clapet anti-retour à membrane,
- un compteur de volume de type d'irrigation,
- vanne d'isolement avec by-pass,
- réservoir anti-bélier à membrane,

- vanne de vidange manuelle.
- limiteur de débit.

VI.II.8.6 Dispositif anti-bélier

Etant donné l'importance des débits transportés et des vitesses atteintes dans les canalisations, il faut porter une attention particulière à la protection contre les coups de bélier.

Les coups de bélier sont dus à une variation de la vitesse de l'eau qui entraîne des variations de pression d'autant plus accusées que le gradient par rapport au temps de la variation de vitesse est plus grand.

Le démarrage d'une pompe crée une onde de surpression qui se propage dans la canalisation de refoulement. En général, cette surpression est moins dangereuse que celle créée par l'arrêt des pompes, et c'est d'autant plus qu'il est facile d'imposer, par un jeu de relais chronométrique, un échelonnement dans le démarrage des pompes, alors que, quel que soient les précautions prises, une disjonction électrique entraîne l'arrêt brutal et simultané de toutes les pompes.

L'arrêt des pompes crée une onde de dépression, qui risque de mettre tout ou une partie de la conduite en cavitation et qui est suivie d'une onde de surpression très dangereuse.

Conclusion

A partir de ce chapitre on a proposé une variante plus classique pour projeter notre réseau d'adduction et de distribution, et on a déterminé le nombre de postes ainsi que leurs compositions en rampes et portes rampes et leurs dimensions, et on a déterminé la pompe pouvant répondre avec un meilleur rendement en satisfaisant les conditions de débit et de la hauteur manométrique totale.

Il est clair que le mode d'irrigation goutte à goutte offre meilleure économie d'eau d'une part, d'autre part une pression de 1 bar sera suffisante au goutteur. Contrairement au mode d'irrigation par aspersion qu'il nécessite une pression importante.

Introduction

Le but de l'organisation de chantier est à cet effet, de réaliser des projets dans des délais courts et de moindres coûts.

L'organisation de chantier consiste à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser de façon économique la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre cet objectif, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, le mode opératoire permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une incidence importante sur le prix de revient ;
- Répartir et coordonner les tâches par la concentration d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adoptera une mécanisation de plus en plus poussée.

VII.2- 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 :

- 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.

VII.3. Exécution des travaux

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites,
- Emplacement des jalons les piquets,
- Aménagement du lit de pose,
- La mise en place des canalisations en tranchée,
- Assemblage des tuyaux,
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints,
- Remblai des tranchées.

VII.3.1- Vérification et manutention des canalisations

Les produits préfabriqués font l'objet de vérification sur chantier portant sur :

- ✓ Les quantités,
- ✓ L'aspect et le contrôle de l'intégrité,
- ✓ Le marquage en cas de défaut.

Précautions : Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées et ne doivent pas être roulées sur des pierres ou sur le sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

a)- Largeur du fond de la tranchée

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + 2 \times (0.5 \div 1.2)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

b)- Profondeur de la tranchée

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

$$H = e + d + h$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée, (m).

e : hauteur de lit de pose, (m).

d : diamètre de la conduite, (m).

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite, (m).

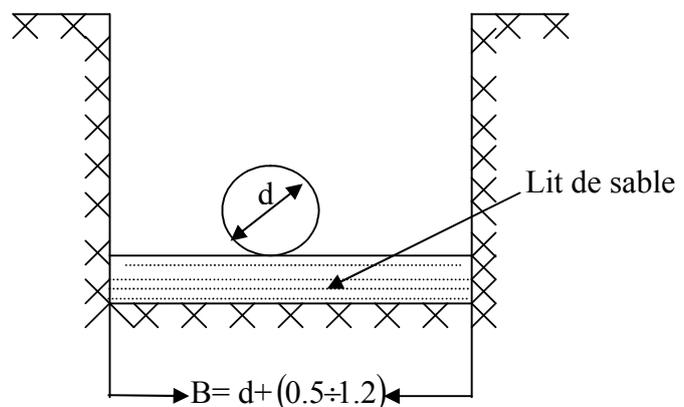


Figure. VII.1 : Schéma d'une tranchée

L'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres, tels que :

- ✓ Profondeur de la tranchée,
- ✓ Largeur de la tranchée (B),
- ✓ Distance de la mise de la cavalière.

c)- Choix des engins de terrassement

Pour l'excavation des tranchées de notre réseau, on optera pour la pelle rétro. Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- creuser au dessous de la surface d'appui,
- creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical,
- creuser à une profondeur importante,
- creuser dans la direction de la machine.



Figure. VII.2 : Pelle équipée en rétro

VII.3.2- Aménagement du lit de pose

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.

VII.3.3- La mise en place des canalisations

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;

- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

VII.3.5- Remblai des tranchées

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives. Pour cette étape on utilise la terre des déblais.

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VII.4- Nettoyage des conduites

Dans les canalisations il se forme généralement des dépôts organiques et limoneux pour palier a ceci on utilise un procédé mécanique ou un procédé chimique à base d'acide passive.

VII.5- Surveillance et entretien du réseau (Détection des fuites d'eau)

Les principales causes de fuites et qui doivent donc être évités lors de la mise en place du réseau sont les suivantes :

- 1- conduites placées où il y a risque de gel ;
- 2- terrain agressif ou instable ;
- 3- caractéristiques de la conduite non adaptées à la pression de distribution ;
- 4- protection insuffisante par rapport au trafic de surface ;
- 5- mauvaise qualité du matériau ;
- 6- appui de la conduite sur un point dur ;
- 7- affaissement de terrain.

VII.6. Calcul du volume de terrassement**VII.6.1- Pour les canaux principaux (Adduction et distribution)****A- Calcul du de déblai**

Le **volume** à calculer est quadratique :

$$V = S * L$$

$$S = B * H$$

$$B = d + (0.5 \div 1.2)$$

$$\text{Donc : } B = 0.5 \times 2 + d$$

$$H = 1 \text{ m}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. VII.1 : Calcul du volume de déblai

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largueur d'une tranchée (m)	Volume de déblai (m ³)
630	2188	1,630	3566,44
630	2089	1,630	3405,07
Total	4277	--	6971,51

Donc le volume totale calculé de déblai est : **Vd = 6971,51 m³**

B- Calcul du volume de lit de sable

Ce lit correspond à une couche de sable de 10cm sur le fond de tranché, donc c'est une surface constante le long de tranché. On calcul cette surface en utilisant la formule suivante:

$$V = e * B * L$$

Tableau. VII.2 : Calcul du volume de sable

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largueur d'une tranchée (m)	Volume de sable (m ³)
630	2188	1,630	356,644
630	2089	1,630	340,507
Total	4277	--	697,151

Donc le volume total calculé du lit de sable est : **Vs = 697,151 m³**

C- Calcul du volume de remblai

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai (volume qu'occupe la conduite et le volume occuper par le lit de sable) :

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

Avec :

V_r : Volume du remblai compacté (m^3),

V_d : Volume du déblai (m^3),

V_s : Volume du sable.

V : Volume occuper par la conduite (m^3) ; $V = L * \frac{\pi * D^2}{4}$

L : Longueur de la conduite,

D : Diamètre de la conduite.

Les volumes des travaux pour les conduites sont établis dans le tableau suivant (VII.3).

Tableau. VII.3 : Calcul du volume de remblai

Diamètre (m)	Longueur de la conduite (m)	Largueur d'une tranchée (m)	Volume de déblai (m^3)	Volume de sable (m^3)	Volume occupé par la conduite (m^3)	Volume du remblai (m^3)
630	2188	1,630	3566,44	356,644	682,053	2527,743
630	2089	1,630	3405,07	340,507	651,193	2413,370
Total	4277	--	6971,51	697,151	1333,246	4941,113

Donc le volume total calculé du remblai est : $V_r = 4941,113 m^3$

D- Devis estimatif pour l'adduction

Les prix unitaires pratiqués actuellement sont choisis à partir de bureau d'études (HPO).

Tableau. VII.4 : Volumes et coût des travaux total

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblai	m^3	6 971,51	500	3485755
2	Lit de sable (sable)	m^3	697,151	1000	697151
3	Remblai compacté	m^3	4 941,113	400	1976445,2
4	Conduite (630mm)	ml	4 277	600	2566200
				Total	8725551,2

VII.7- Devis pour le réseau d'irrigation**VII.7.1- Devis estimatif pour réseau d'irrigation****Tableau VII.5 : Calcul du cout du réseau d'irrigation**

N°	Matérielle	Diamètre (mm)	Unité	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Rampe	20	mL	175736	10	1757360
2	Porte rampe	70	mL	4538	20	90760
		80		1740	22	38280
3	Conduites principales	250	mL	599,396	55	32966,78
		200		1284,088	50	64204,4
		160		891,534	45	40119,03
		160		896,128	45	40325,76
		125		698,579	35	24450,265
					Totale	2088466,24

VII.7.2- Devis estimatif pour les accessoires

On prend le prix des accessoires (asperseurs, les vannes, les raccords unions, bouchons rampe, goutteurs, réduction) = 0,15 du prix total de réseau d'irrigation. Donc

$$D_{\text{accessoire}} = 313269,935 \text{ DA}$$

VII-7.3 Devis estimatif de notre projet :

$$\begin{aligned} D_{\text{TOT}} &= D_{\text{adduction}} + D_{\text{goutta goutte}} + D_{\text{accessoire}} \\ &= 872551,2 + 2088466,24 + 313269,935 \\ &= 11127287,4 \text{ DA} \end{aligned}$$

$$D_T = 11127287,4 \text{ DA}$$

Conclusion :

D'après ce chapitre on a déterminé le coût de la projection du réseau d'irrigation d'une surface de 106,843722 ha qui égale à 11127287,4 DA.

Introduction

Les accidents de travail à travers les problèmes qu'ils génèrent tant sur le plan humain que financier constituent dans leur ensemble un élément très préjudiciable au bon rendement des chantiers dont il convient d'accorder la plus grande importance.

L'objectif de ce chapitre vise à une sensibilisation collective impliquant tous les intervenants en vue de diminuer leur fréquence et leur gravité pendant le déroulement des travaux sur un chantier, le respect de certains dispositifs, consignes ou règlements dits de "sécurité".

VIII.1- Causes des accidents

Un accident de travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité, en effet les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer et aggraver l'accident ; ces causes sont classées en deux catégories sont :

a) Les facteurs matériels : qui concernent les conditions dangereuses dans lesquelles se déroulent les travaux ainsi que l'état des engins dont entre autre :

- la nature et la forme des matériaux de construction ;
- les outils et machines utilisés : implantation, entretien ;
- difficultés particulières dans l'exécution du travail ;
- conditions climatiques peu favorables pour l'exécution du travail ;
- La négligence des travailleurs ;
- La fatigue ;
- La distraction ;
- Les gestes néfastes ;
- Inaptitude mentale ou physique ;
- Adoption de la solution de faciliter.

b) Les facteurs humains : intéresse quant à lui essentiellement les actions dangereuses qui sont imputables à la manière d'agir de l'individu sur le lieu de travail comme les mauvaises manipulations ou le non respect des règles élémentaires de sécurité (le port du casque par exemple pendant le travail) :

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

VIII.2- Prévention des accidents de travail

Les accidents de travail comme on vient de le voir sont la conséquence de conditions dangereuses (facteur matériel) et d'actes dangereux (facteur humain) auxquels toutes sortes de facteurs interviennent, il suffit en principe pour le prévenir de briser l'enchaînement ou d'éliminer l'un des facteurs.

On peut classer de la façon suivante les différents moyens généralement employés pour promouvoir la sécurité du travail :

- ✓ L'action législative et réglementaire c'est-à-dire l'adoption des dispositions obligatoires sur les conditions générales de travail à travers l'utilisation du matériel et de l'outillage industriel.
- ✓ La normalisation de l'outillage et du matériel utilisés pour la réalisation des travaux.
- ✓ Le contrôle de l'application des dispositions obligatoires.
- ✓ La recherche technique c'est-à-dire l'étude des dispositifs de protections des engins de travail et machines.
- ✓ La recherche médicale c'est-à-dire l'étude des effets physiologiques et pathologiques du site qui prédisposent l'individu aux accidents.
- ✓ L'enseignement pratique de la sécurité aux travailleurs et surtout aux débutants.
- ✓ L'octroi d'un bonus par les compagnies d'assurance aux entreprises qui prennent de bonnes mesures de sécurité.

VIII.3- Comité de sécurité

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

VIII.4- Instructions structurelles sur la sécurité

➔ Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

➔ Instructions à donner au Chef d'équipe :

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

➔ Réunion matinale en matière de sécurité :

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

➔ Mise en ordre du chantier :

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

VIII.5- Contrôle et entretien du matériel

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier. Ils doivent être au contrôle période et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordage, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectués et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

Les installations, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporté les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

VIII.6- Organisation du service de la sécurité d'ouvrage

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

VIII.7- Principes fonctions du service de sécurité**a) Etudes :**

- Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

VIII.8- Les Conditions et les actions dangereuses dans le chantier**a) Les Conditions dangereuses :**

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

b) Les actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables ;
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Imprudence durant le travail ;
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.9- Mesures préventives

- La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.
- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

Conclusion

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille.

CONCLUSION GENERAL

L'objectif de ce mémoire de fin d'étude, est dimensionner le réseau de périmètre d'irrigation de **AIN S'FIHA** (adduction et distribution) dans le but d'assurer une répartition de l'eau de façon uniforme et économique (facteur le plus essentiel dans une telle étude).

L'étude du climat (précipitation-température), montre que notre région a un climat semi-aride; et l'analyse du sol nous donne un sol moyenne, pas salé avec une quantité de matière organique moyenne ; et assez perméable.

L'étude hydrologique nous a permis de choisir la série pluviométrique annuelle qu'on doit prendre pour le calcul. Et l'analyse de l'eau d'irrigation indique que l'eau utilisée à une salinité faible.

Suivant les résultats caractérisant la région, nous avons choisi les cultures adaptées avec les données climatique et agro pédologiques.

La détermination des besoins en eau d'irrigation se fait à partir de la détermination de l'évapotranspiration par la méthode de Penman.

Malgré l'utilisation plus efficace de l'eau dans de nombreux pays développés, la demande en eau douce a contribué à augmenter au fur et à mesure de l'accroissement de la population mondiale et de l'activité économique.

L'Algérie et plus particulièrement touchée par la rareté de la ressource en eau naturelle, c'est pourquoi nous avons pensé valoriser l'eau épurée de par sa réutilisation au lieu de la rejeter aux milieux naturels.

La réutilisation des eaux usées, permettra un gain en ressource naturelle, une protection de l'environnement et l'équilibre écologique, ainsi qu'une prévention des maladies à transmission hydrique, vu que l'eau usée subit une épuration poussée avant sa réutilisation.

Pour conclure, nous attirons l'attention sur le fait que la réutilisation des eaux usées épurées de la région de SETIF est parmet les premières expériences, mais devra s'étendre sur tout le reste du pays pour protéger l'environnement et économiser la ressource première qui se raréfie de plus en plus.

Bibliographie

- BAHBOUH.L.S.2007, «Cours d'irrigation » Ecole nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA
- MOUKRANE.2011, «Cours de pompe et station de pompage » Ecole nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA
- VERMEIREN. L. JOMLING G.A (1983) L'irrigation localisée : calcul, mise en place, exploitation.
- TOUAIBIA .B .2009-2010;"Cours de l'hydrologie" ENSH, Guerouaou (Blida)
- VERMEIREN, L. JOBLING, G.A, 1983. L'irrigation localisée.
- Bulletin FAO d'irrigation et de drainage, Rome. 219P
- A. GAID, 1984. "Épuration biologique des eaux usées urbaines ».Tome I Ed. OPU Alger.
- MAAIT Jamal Eddine " La réutilisation des eaux usées en irrigation" 1997 E-mail : kenfaoui@engref.fr
- Notice d'exploitation de la station d'épuration de AIN SFIHA (SETIF)
- ONA : Office Nationale d'Assainissement (SETIF)
- W. W. Echenfelder, 1982. « Gestion des eaux usées urbaines et industrielles » Techniques et documentations (Lavoisier).
11, rue Lavoisier, F 75384 Paris cedex 08.
- (Traité d'irrigation –Jean-Robert Tircelin -1998).