



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'IRRIGATION ET DRAINAGE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME DU PROJET :

**IRRIGATION DU PERIMETRE DE BOUGARA D'UNE
SUPERFICIE DE 95Ha À PARTIR DU PETIT
BARRAGE DE SIDI HAMOUDA**

PRESENTE PAR :

LOUDA Yazid

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r MESSAHHEL Mekki	Professeur	Président
M ^r BENKACI Ali	M.C.B	Examineur
M ^{me} MAZOUZI Sabra	M.A.B	Examinatrice
M ^{me} BOUCHAMA Hassina	M.A.A	Examinatrice
M ^r RAISSI Omar	Ingénieur en chef	Promoteur

Juin - 2014



Remerciement

*Je remercie **mes parents** pour tout le soutien et l'amour qu'ils me portent depuis mon enfance et j'espère que leur bénédiction m'accompagne tous le long de mes expériences.*

*Mon Promoteur **Mr RAISSI OMAR** pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse. Je lui exprime mes vifs remerciements.*

Je tiens à remercier toutes les personnes qui m'ont aidé dans l'élaboration de ce projet, ainsi que ceux qui ont bien voulu l'évaluer.

*Je remercie tous les **enseignants de l'ENSH** pour m'avoir transmis leur savoir.*

Je remercie encore tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'élaboration de cette étude.

Merci à tous





Dédicaces

Je dédie Ce Travail...

✓ *À MES CHERS PARENTS*

*Je ne peux exprimer mon respect, mon amour
et ma considération pour les sacrifice que vous avez consenti pour mon
instruction et mon bien être.*

✓ *A MES CHERS FRERES*

YACINE, YOUCEF, IDIR, AGHILES.

✓ *A TOUTE MA FAMILLE SANS EXCEPTION.*

✓ *À TOUTES LES PERSONNES QUI ONT
PARTICIPÉ A L'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL.*

✓ *À MES AMIS QUI M'ONT ACCOMPAGNE
PENDANT TOUS LE LONG DE MON PARCOURS*

✓ *À TOUS CEUX QUE J'AI OUBLIE DE CITER.*





ملخص

من خلال الدراسة التي قدمناها، قمنا بعملية استغلال مياه الحاجز المائي المسمى سيدي حمودة و المتواجد ببلدية بوقرة ولاية البليدة من اجل سقي المساحة الزراعية المجاورة له و تحديد أبعاد شبكة السقي وهذا لا يكون إلا باتباع أنظمة سقي حديثة و التي اعطت من خلال التجارب فعليتها، نذكر على سبيل المثال السقي بالتقطير، الذي راينا انه مفيد للزراعة و اقتصاد المياه.

Résumé :

A travers notre étude, nous avons procédé à l'exploitation des eaux du petit barrage «SIDI HEMOUDA» de la commune de BOUGARA pour l'irrigation du périmètre voisinant, et aussi le dimensionnement du réseau d'irrigation. Cela par adoption d'un système d'irrigation moderne qui a imposé sa fiabilité, à savoir la méthode « goutte à goutte ».

Abstract:

Through this study we will examin the exploitation of water of the stopping "SIDI HEMOUDA" of the commune of BOUGARA for the irrigation of the neighbor perimeter and the dimensioning of the network of common irrigation. It is done by adoption of modern irrigation system which imposed its reliability, i.e: the method of drop by drop.



I. Analyse des ressources naturelles

I. Localisation	1
I.1. Situation géographique et administrative	1
I.1.1. infrastructure routière	1
I.2. Analyse des conditions climatiques	2
I.2. 1. La pluviométrie	3
I.2. 2. La température	4
I.2.3. Le vent	5
I.2.4. Evaporation	6
I.2. 5. Humidité relative	6
I.2.6. Insolation	7
I.3. Classification du climat	7
I.3.1. Classification du climat selon l'indice de Mr MARTONE.....	7
I.3.2. Quotient pluviométrique d'Emberger.....	8
I.3.3. Diagramme Ombrothermique de Gaussen	10
I.4. Etude hydrogéologique	10
I.4.1. La piézométrie de la mitidja	11
I.5. Etude pédologique	11
I.5.1. Les sols et les profils de description	11
I.5.1.1. Les sols peu évolués	12
I.5.1.1.1. Les sols et les profils de description	12
I.5.2. L'aptitude culturale des sols.....	16

II. Calcul des besoins en eau des cultures

II.1. Introduction	17
II.2. Données disponibles	17
II.3. Analyse des données	17
II.3.1. Homogénéisation.....	17
II.3.2. Etude fréquentielle des pluies annuelles.....	19
II.3.2.1. Ajustement à la loi de Gauss.....	19
II.3.2.2. Ajustement à une loi Log-normale	22
II.4. détermination de l'année de calcul.....	23
II.5. Calcul des Besoins en eau	24
II.5.1. Méthodes d'évaluation d'évapotranspiration.....	24



II.5.1.1. L'évapotranspiration potentielle de référence (ET0) :.....	24
II.5.2.Calcul de l'évapotranspiration réelle	27
II.5.3.La pluie efficace	27
II.5.4.Calcul du bilan hydrique pour les différentes cultures	28
II.5.4.1.L'évapotranspiration réelle ou culture (ETR ou ETc)	29
II.5.4.2.. Les Besoins mensuels totaux en eau des cultures pour les différents secteurs.....	31
II.6.Calcul du débit spécifique	32
II.6.1.Débits spécifiques.....	32
II.6.2.Comparaison entre le volume de la retenue et les besoins des cultures	33
II.7.Techniques d'irrigation utilisée	34
II.7.a.Irrigation par aspersion	34
II.7.b.Irrigation de surface (par gravité).....	34
II.7.c.Irrigation souterraine	34
II.7.d.Irrigation goutte à goutte : (cas de notre projet).....	34
II.7.1 Choix de la technique d'irrigation convenable	34
II.7.2. Mode d'arrosage	35
II.7.3. l'irrigation localisée.....	35
II.7.3.1. Avantages.....	36
II.7.3.2. Inconvénients	37
II.7.3.3.Schéma type d'un réseau d'irrigation en goutte à goutte.....	37
II.7.4.L'irrigation par aspersion.....	38
II.7.4.1.Caractéristiques	39
II.7.4.1.1Avantages.....	39
II.7.4.1.2.Inconvénients.....	39
II.7.5.Irrigation gravitaire	39
II.7.6.Irrigation par ruissellement.....	40
II.7.6.1 Les avantages.....	40
II.7.6.2 les inconvénients.....	40
II.7.7.Irrigation par submersion	40
II.7.7.1. avantage	41
II.7.7.2. inconvénients.....	41
II.7.8. l'irrigation par infiltration	41
II.7.8.1.avantages.....	41
II.7.8.2.inconvénients.....	41



II.8. Choix des techniques d'arrosage.....	41
II.8.1. Les contraintes naturelles.....	41
II.8.1.1.L'évaporation.....	41
II.8.1.2.le vent.....	42
II.8.1.3. Type de sol.....	42
II.8.1.4.La pente.....	42
II.8.1.5.La ressource en eau.....	42
II.8.1.6.La disponibilité de l'eau.....	42
II.8.1.7.La qualité de l'eau.....	43
II.8.2 Les contraintes techniques.....	43
II.8.3.Contraintes agronomiques.....	43
II.8.3.1.Cultures pérennes.....	44
II.8.3.2.Cultures saisonnières.....	44

III.La source d'eau

III.1.Introduction.....	45
III.2.Les principales caractéristiques de la retenue du barrage.....	45
III.2.1.La retenue.....	45
III.2.2.Le barrage.....	45
III.3.Composition chimique de l'eau d'irrigation de la zone d'étude.....	46
III.4.Classification des eaux d'irrigation.....	46
III.4.1.Classification mondiale (F.A.O.).....	46
III.4.2.Classification américaine.....	46
III.4.2.1.Pour la conductivité électrique C.E.....	46
III.4.2.2.Pour le coefficient d'adsorption du sodium S.A.R.....	46
III.4.2.3.Interprétation des classes correspondant aux copules risque salins-risque alcalins.....	48

IV. Dimensionnement du réseau d'irrigation

Introduction.....	50
IV.1.Projection du réseau localise.....	50
IV.2. Données générales.....	50
IV.3.Besoins des cultures en irrigation localisée.....	50



IV.3.1.Influence du taux de couverture du sol	50
IV.3.1.1.KELLER et KARMELI (1 974)	51
IV.3.1.2.Freeman et garzoli.....	51
IV.3.1.3.Decroix (CTGREF).....	51
IV.2.2.Dose pratique	51
IV.2.3.Dose nette réelle	52
IV.2.4.Dose brute	52
IV.2.5.Fréquence des arrosages.....	52
IV.2.6.Durée d’arrosage.....	52
IV.2.7.Durée d’arrosage journalier.....	53
IV.2.8.Nombre de poste	53
IV.2.9.Surface de la parcelle (poste)	53
IV.3. Calcul hydrauliques	53
IV.3. 1.Conditions hydrauliques.....	53
IV.3.2.Le débit.....	54
IV.3. 2.1.Calcul pour le poste 01	54
IV.3. 2.1.1.Le nombre d’arbres par rampe	54
IV.3. 2.1.2.Nombre des goutteurs par rampe	54
IV.3. 2.1.3.Le nombre des rampes.....	54
IV.3. 2.1.4.Débit de la rampe	55
IV.3. 2.1.5.Débit de la porte rampe	55
IV.3.2.1.6.Débit de la conduite secondaire	55
IV.3.2.2.Calcul pour le poste	55
IV.3. 2.1.1.Le nombre d’arbres par rampe	55
IV.3.2.2.2.Nombre des goutteurs par rampe	55
IV.3. 2.2.3.Le nombre des rampes (1,2)	55
IV.3. 2.2.4.Débit de la rampe	55
IV.3. 2.2.5.Débit de la porte rampe	55
IV.3.2.2.6.Débit de la conduite secondaire	56
IV.3.3.Dimensionnement des différentes parties du réseau.....	56
IV.3.3.1.Le diamètre des rampes et les portes rampes	56
IV.3.3.2.Perte de charge.....	57
IV.3.3.3.Diamètre des conduites qui assure un débit d’extrémité.....	58
IV.3.3.3.1. Diamètre des conduites secondaires.....	58



IV.4. La pression d'eau à la borne d'irrigation.....	58
IV.5. Dimensionnement de la conduite principale	59
IV.5.1. Les données	59
IV.5.2. Calcul de diamètre de la conduite principale	59
IV.6. Dimensionnement de la station de pompage	60
IV.6.1 Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage.....	60
IV.6.2 Détermination de la hauteur d'élévation calculée	61
IV.6.3 Type de bâtiment de la station.....	61
IV.6.2.1.Avantage du bâtiment.....	62
IV.6.3.1.Dimensions de la bache.....	62
IV.6.3.1.1.volume de la bache.....	62
IV.6.3.1.2surface de la bache	63
IV.6.3.1.3.Longueur et largeur de la bache.....	63
IV.6.4.Choix du nombre de pompes à axe horizontal multicellulaires.....	64
IV.6.4.1.choix du nombre de pompes de secours.....	67
IV.6.4.2.Choix du moteur électrique	67
IV.7.Détermination de la hauteur admissible d'aspiration.....	68
IV.8.Détermination du diamètre économique de refoulement	68
IV.9.Calcul des pertes de charge.....	69
IV.10.Dimensionnement du réservoir de stockage.....	70

V. Estimation du cout de projet

V.1. Devis de réseau d'irrigation localisée.	72
V.2.Factures pro-forma de station de pompage, conduite principale et réservoir	72
V.2.1.Calcul du volume de terrassement	72
V.2.1.1. Largeur du fond de la tranchée.....	72
V.2.1.2. profondeur de la tranchée	73
V.2.2. la conduite principale	73
V.2.2.1.Calcul du volume de déblai	73
V.2.2.2.Calcul du volume de lit de sable	74
V.2.2.3.Calcul du volume de remblai	74
V.2.3. Devis estimatif pour le terrassement, la station et le réservoir	76
V.2.4.Devis estimatif total.....	76



VI. Organisation de chantier et exploitation du système d'irrigation

VI.1.Introduction	77
VI.2. Les actions reçues par les conduites.....	77
VI.3. Exécution des travaux.....	78
VI.3.1. Vérification, manutention des canalisations	78
VI.3.2.Choix des engins de terrassement.....	78
VI.3.3.Aménagement du lit de pose	79
VI.3.4. La mise en place des canalisations	79
VI.3.5.Remblai des tranchées	79
VI.4.Nettoyage des conduites	80
VI.5.Surveillance et entretien du réseau.....	80
VI.6.Exploitation du système d'irrigation	80
VI.6.1Objectif de l'exploitation	80
VI.6.2.Estimation de l'état hydro agricole des terres irriguées.....	81
VI.6.3.Mesures d'amélioration technique.....	81
VI.6.4Mesures d'exploitation.....	81
VI.6.5.Exploitation des ouvrages hydrauliques	81
VI.6.6.Maintenance des ouvrages et équipement.....	81
VI.6.6.1.Maintenance des premiers niveaux	81
VI.6.6.2.Maintenance spécialisé.....	82

VII. Protection et sécurité de travail

VII.1.Introduction.....	83
VII.2.Causes des accidents.....	83
VII.2.1.Le facteur matériel	83
VII.2.2.Le facteur humain.	84
VII.3.Prevention des accidents de travail.....	84



LISTE DES TABLEAUX

Page

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

Tableau I.1 : série pluviométrique (station de Douar Makli 1972–2012).....	3
Tableau I.2 : pluviométrie moyenne mensuelle en mm.....	4
Tableau I.3 : Températures mensuelles min, max et moyennes (1993-2010).....	4
Tableau I.4 : Vitesse moyenne des vents dans la station SOUMAA (1993-2010).....	5
Tableau I.5 : répartition mensuelle de l'évaporation moyenne (1993-2010).....	6
Tableau I.6 : Les valeurs de l'humidité relative de l'air	7
Tableau I.8 .Les limites de climat d'après l'indice d'aridité de Martonne.....	7
Tableau I.7 : Insolations moyennes journalières	8
Tableau I.9 : Résultats des analyses des échantillons de sol du profil 306.....	14
Tableau I.10 : Résultats des analyses des échantillons de sol du profil 48.....	15

Chapitre II : calcul des besoins en eau des cultures

Tableau II.1 : Caractéristiques de la station pluviométrique	17
Tableau II.2 : Résultat du test de Wilcoxon appliqués à la station de Douar Makli.....	18
Tableau II.3 : Les résultats du calcul sont pour l'ajustement à la loi de GAUSS.....	20
Tableau II.4 : les résultats du calcul pour l'ajustement à la loi log-normale.....	22
Tableau II.5 : Pluviométrie moyenne pour chaque mois en mm.....	23
Tableau II.6 : L'Année de calcul.....	24
Tableau II.7 : Valeur de l'évapotranspiration de référence calculée par la méthode De Penmann- Montheih, exprimée en mm/jour.....	27
Tableau II.8 : Précipitation efficace dans la zone d'étude.....	28
Tableau II.9 : Calcul du bilan hydrique pour la vigne.....	30
Tableau II.10 : Calcul du bilan hydrique pour la pomme de terre.....	30
Tableau II.11 : Calcul du bilan hydrique pour le pêcher.....	31
Tableau II.12 : Les Besoins mensuels totaux en eau des cultures.....	31
Tableau II.13 : Débits spécifiques.....	32
Tableau II.14 : Les besoins totaux en m ³	33



Chapitre III : La source d'eau

Tableau III.1: La composition chimique des eaux superficielles.....	45
--	----

Chapitre IV : dimensionnement du réseau d'irrigation

Tableau IV.1: les données de calcul de la dose pratique	52
Tableau IV.2: calcul de D_{cal} de la rampe.....	57
Tableau IV.3: calcul de D_{cal} du porte-rampe	57
Tableau IV.4: calcul des diamètres des conduites secondaires	58
Tableau IV.5: les pertes de charge de la borne jusqu'au goutteur le plus défavorable.....	58
Tableau IV.6 : Les débits caractéristiques pour les différentes parcelles du périmètre...	60
Tableau IV.7: Caractéristiques des nœuds et bornes d'irrigation.....	60
Tableau IV.8: Caractéristiques des conduites de distribution.....	61
Tableau IV.9: Dimensions de la bêche d'aspiration.....	64
Tableau IV.10: Choix de la variante pour le nombre de pompes	67
Tableau IV.11: Les frais d'exploitation	71
Tableau IV.12: Les dimensions du réservoir de stockage.....	71

Chapitre V : Estimation du cout de projet

Tableau V.1 : Factures pré forma des pièces du réseau d'irrigation localisée	71
Tableau V.2: calcul du volume de déblai	73
Tableau V.3: calcul du volume de sable.....	73
Tableau V.4 : Calcul du volume de remblai	74
Tableau V.5 : Volumes des travaux de terrassement	74
Tableau V.6: Factures pro-forma terrassement, station de pompage et le réservoir.	75
Tableau V.7 : devis estimatif total	75



LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

Figure I.1 : Situation administrative de la commune de BOUGARA.....	2
Figure I.2: Variation de la température mensuelle minimale, maximale et moyenne.....	5
Figure I.3: Variation de la vitesse moyenne du vent.....	6
Figure I.4 : Diagramme bioclimatique D'EMBERGER.....	9
Figure I.5 : Diagramme Ombrothermique de Gaussen.....	10

Chapitre II : calcul des besoins en eau des cultures

Figure II.1 : ajustement à la loi normal.....	21
Figure II.2 : ajustement à la loi log-normal.....	23
Figure II.3 : irrigation par aspersion.....	35
Figure.II.4 : irrigation localisé.....	37
Figure.II.5 : Schéma type d'un réseau d'irrigation en goutte à goutte.....	39
Figure II.6 : irrigation gravitaire.....	39

Chapitre III : La source d'eau

Figure III.1: Diagramme de classification des eaux d'irrigation.....	48
---	----



Liste des planches

- Planche N°01 Plan de situation
- Planche N°01 plan de l'occupation du sol
- Planche N°03 plan du réseau projeté
- Planche N°04 Profil en long de la conduite Principale
- Planche N°05 profil en long de la conduite de refoulement



Introduction générale

Depuis bien longtemps il existe des recettes universelles pour garantir le développement de l'irrigation grâce essentiellement aux nouvelles techniques d'irrigation mis en place par l'homme au fil du temps. Compte tenu des ressources en eau limitées et du déséquilibre entre l'offre et la demande qu'engendrent souvent les conditions de sécheresse. De multiples options sont possibles et les plus appropriées dépendent des conditions naturelles. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre mémoire de fin d'étude. En effet le périmètre de Bougara à l'est de la Metidja (W. de BLIDA) est une riche entité agricole où l'on pratique presque tous les types d'agricultures.

La mobilisation de l'eau au niveau du petit barrage de SIDI HAMOUDA peut permettre actuellement la mise en place d'un système d'adduction d'eau pour notre périmètre.

En effet dans ce projet nous allons étudier les conditions naturelles de la région, la source d'eau et sa qualité, nous allons calculer les besoins en eau des cultures.

Le projet d'irrigation du périmètre se base sur les facteurs et paramètres qui conditionnent la mise en valeur du projet d'irrigation tels que ; les aptitudes culturales des sols, les conditions naturelles de la région, ainsi que les besoins en eau des cultures, sans oublier l'étude économique de ce projet.



CHAPITRE I

ANALYSE DES CONDITIONS NATURELLES



I.1.Situation géographique et administrative :

Le périmètre d'étude s'étend sur une superficie de 95ha, il est situé dans la daïra de Bougara . La commune de Bougara est située à l'est de la wilaya de Blida, à environ 24 km au nord-est de Blida et à environ 34 km au sud d'Alger. S'étend sur 86,1 km² et compte 51 203 habitants depuis le dernier recensement de la population. La densité de population est de 594,6 habitants par km² sur la ville.

Entourée par Hammam Melouane au sud ouest, Chebli au nord ouest, sidi moussa au nord Ouled Slama par l'est, et au sud par l'Atlas blidéen et la wilaya de Medea.

Située à 114 mètres d'altitude, la commune de Bougara a pour coordonnées géographiques Latitude: 36° 31' 60" Nord, Longitude: 3° 4' 60" Est. [1]

I.1.1- infrastructure routière :

Les principales voies de communication sont :

- Route nationale N°29 d'orientation Est-Ouest
- Chemin de la wilaya d'Alger N°14 d'orientation Nord-Sud

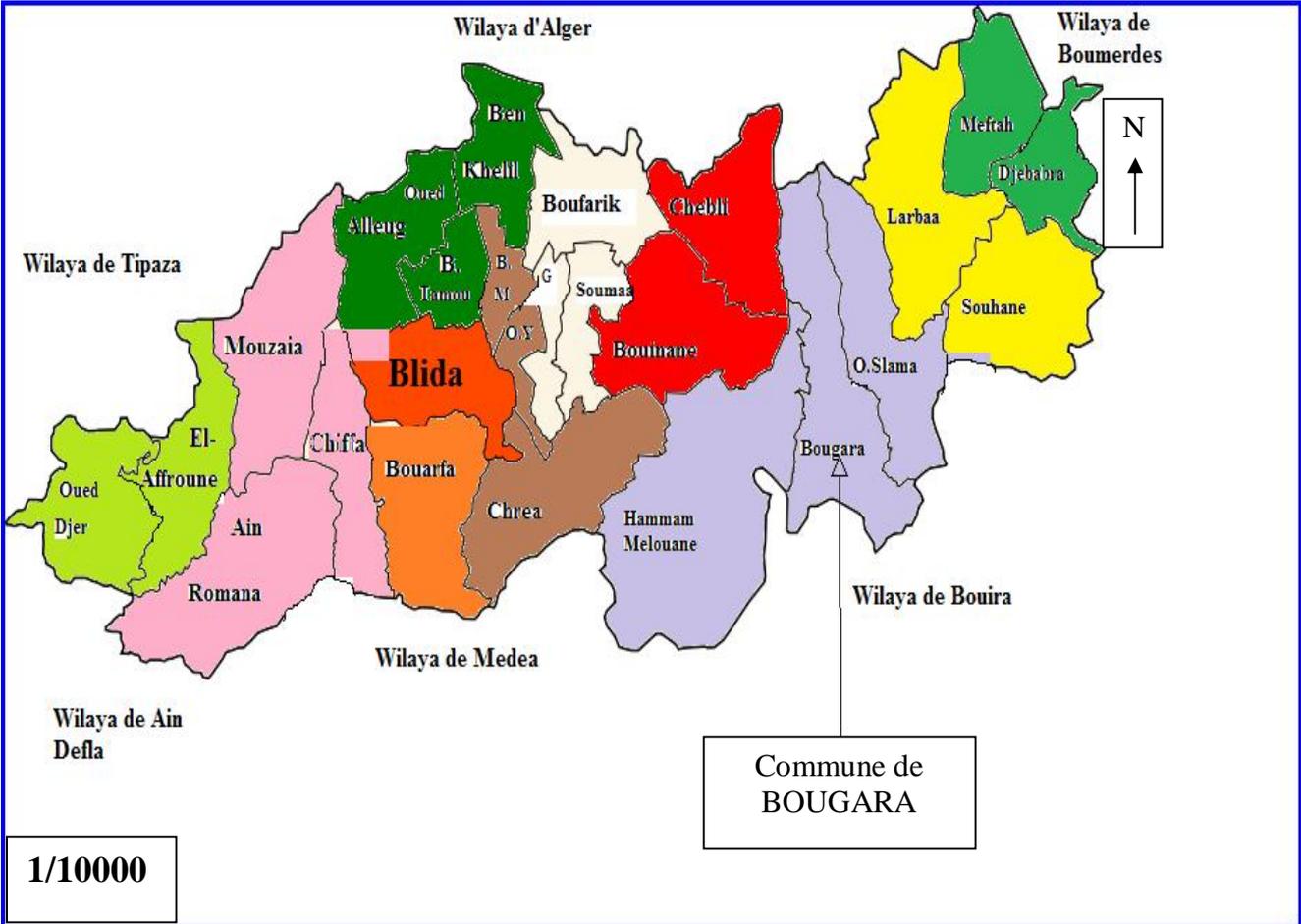


Figure I.1 : Situation administrative de la commune de BOUGARA

I.2. Analyse des conditions climatiques :

Le climat de la région est caractérisé par un climat méditerranéen avec une alternance d'une saison chaude et sèche durant la période Avril-Septembre, et une saison fraîche et pluvieuse durant la période Octobre-Mars.

La station météorologique, située dans la zone d'étude de la Daïra de BOUGARA, nous a donné les informations suivantes :

Code station : 021427

Nom station : DOUAR MAKLI

X : 532.45

Y : 355.75

Z : 130

I.2. 1-La pluviométrie :

Tableau I.1 : série pluviométrique (station de Douar Makli 1972–2012):

Année	sept	Octo	nov	dec	janv	fevr	Mars	avril	mai	juin	Juill	aout	annuel
1972	123	88,9	71,4	206,8	152,7	321	132,3	61,7	0	30,9	0	0	1188,6
1973	114	31,5	17,6	209,9	2,4	157,2	317,2	108,1	18,2	5,4	0,4	0	982,1
1974	21,2	216,5	128,6	2,1	31,8	47,4	112,4	56,4	65,3	28	0	0	709,7
1975	33,4	18,8	277,2	55,2	82,7	237,6	84,9	56,2	87,3	22,5	18,6	0	974,4
1976	36,8	107,1	61,5	142,3	48,9	9,9	50,6	89,1	51,9	3,2	0,8	10,5	612,6
1977	5,2	1,8	108,4	12	121,7	25,4	83,8	197,2	118,7	3,5	0	1,3	679
1978	12,6	142	53,5	27,5	63,9	174,5	140,9	33,1	15,3	2,5	0	0,4	666,2
1979	102	69,1	154,5	96,1	150	73,7	85,1	174,6	44,8	0,2	0	0,7	950,5
1980	0,7	19,2	86,3	241,4	28,3	64,3	62,8	71,5	25,8	2,8	0	19,4	622,5
1981	6,2	49,7	8,3	81,5	188,9	169,7	48,5	25,2	93,2	1,2	0,3	0,1	672,8
1982	45,7	93,2	157,4	83,4	0,3	55,9	61	1,2	5,7	0	5	4	512,8
1983	0	18,8	37,7	69,5	113,5	109,5	35,6	73,1	99,5	10	0	0	567,2
1984	16,2	194,8	26,4	126,7	88,3	52,7	185,3	38,4	153,1	1,4	0,3	0	883,6
1985	37,3	38,6	88,6	57,3	77	61,1	199,8	24,5	2,1	19,8	36,8	0	642,9
1986	70,2	21,3	82,8	202,2	108,1	173,7	49,3	0	14,8	18,2	0	1,1	741,7
1987	33	47	130,3	34,7	37,5	59,4	74	40,5	45,4	11,9	0	0	513,7
1988	71,5	10,9	36	277,2	12,4	20,8	48,5	130,2	18	18,9	2,2	0	646,6
1989	6,2	18,2	47,9	7,4	51,1	0	66,1	53,9	135,4	2,1	30,1	0	418,4
1990	0,8	44,6	30,5	106,3	96,2	127,4	95,4	23,8	33	0,6	0	0	558,6
1991	4,9	179,1	9,7	4,6	213,7	27,2	117,3	141,8	105,4	20,5	3,7	0	827,9
1992	9,5	72,4	111,3	113,8	36,6	50	24,4	82,4	89,5	0	0,2	0	590,1
1993	19,9	28,6	107	78,5	152,7	73,5	0,3	96,6	0,4	0	0,1	0	557,6
1994	9,5	102,2	39,4	61,9	230,5	61,8	133,5	16,8	1,3	16,4	0	14	687,3
1995	16,3	30,3	39,1	22,5	99,5	182,7	31,3	231,2	40,3	13,1	2,4	0,1	708,8
1996	52,2	38,5	4	9,7	14,8	23,1	6,7	86,6	19,5	2	1,6	16,1	274,8
1997	31,6	68,3	119,6	94,1	36,7	50,8	53,8	90,1	173,2	0	0	13,8	732
1998	18,5	30,2	125,6	62	156	108	76,7	13,3	2,4	5,6	0	1,7	600
1999	21,2	21,1	89,7	188	10,8	1,5	22,6	34,7	34,1	0,3	2,4	0	426,4
2000	3,7	36,8	72,7	38,9	154,5	59,4	1,3	42,3	17,8	0	0	1	428,4
2001	14,6	9,7	48,8	53,4	37,4	16,4	50,1	37,6	23,3	0,5	6,4	46,4	344,6
2002	30,9	42,9	159,3	169,1	199,9	147,1	22,4	121,5	41,7	15,8	1,2	2,5	954,3
2003	54,3	32,5	59,5	129,1	90,9	48	65,3	70,6	116,8	3,4	8,4	0	678,8
2004	11,5	40,1	85,5	119,4	94,5	134,3	46,8	34,1	6,9	0	0	0,9	574
2005	26,2	50,8	66,3	96,2	174,8	102	21,4	7,1	98,6	0,6	0	1,9	645,9
2006	14,1	22,6	32,4	179,6	3,8	80,1	172,1	104,6	6,7	0,8	3,4	6,4	626,6
2007	53,1	129,7	112,4	52,3	9,3	40,5	41,2	23,1	80,6	1,5	3,1	0	546,8
2008	17,8	26,4	123,1	99,9	125,4	10,4	54,3	77	37,6	0,2	0	0,4	572,5
2009	70,3	7,3	51,9	88,9	54,4	57,3	92,1	25,9	24,5	1,4	0	16,4	490,4
2010	6,9	58,9	110,1	60	52,2	165,3	20,4	118,8	118,4	49,5	0	1,5	762
2011	19,6	82	78,5	68,6	48	240,7	122	112,4	15,9	0,2	0	40,8	828,7
2012	4,6	50,4	77,6	31,9	125,3	141,5	81	90	217,7	1,2	0	31,1	852,3

Source (ANRH de BLIDA)



Le territoire communal de notre zone d'étude reçoit des pluies généralement importantes en hiver tandis qu'en été elles sont rares. La précipitation moyenne annuelle varie entre 200 et 1000 mm/an.

La station pluviométrique représentative est celle de DOUAR MAKLI, les données couvrent la période de 1972 à 2012.

Tableau I.2 : pluviométrie moyenne mensuelle en mm.

Mois	Sep	Octo	Nov	Dec	jan	fev	Mar	avr	mai	jui	juil	Aou	Année
P _{mm}	30,4	58,36	81,18	94,19	87,25	91,77	77,81	71,15	56,1	7,70	3,10	5,67	664,68

Source (ANRH BLIDA)

I.2. 2-La température :

La température est un facteur météorologique très important dans l'estimation du bilan hydrologique et rentre aussi dans l'évaluation de l'évapotranspiration potentielle et réelle.

Le climat de Bougara est assez doux, il présente des températures très élevées pendant la saison estival, on constate que le mois d'aout est le plus chaud de l'année, tandis que le mois de janvier est le plus froid.

Le tableau suivant représente les données de la température relative à la station de SOUMAA.

Tableau I.3 : Températures mensuelles minimales, maximales et moyennes (1993-2010)

Paramètres	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Moy
T°C Moy	24,6	21,24	15,44	11,49	10,5	11,72	14,15	16,76	21,06	25,45	28,63	28,11	19,1
T°C Min	17,33	13,71	7,85	4,35	3,14	3,57	4,071	9,25	13,58	17,58	21,41	21,7	11,46
T°C Max	33,58	31,57	24,42	20,28	18,07	21,64	24,64	26,16	32,91	35,91	36,75	37	28,58

Source (ANRH BLIDA)

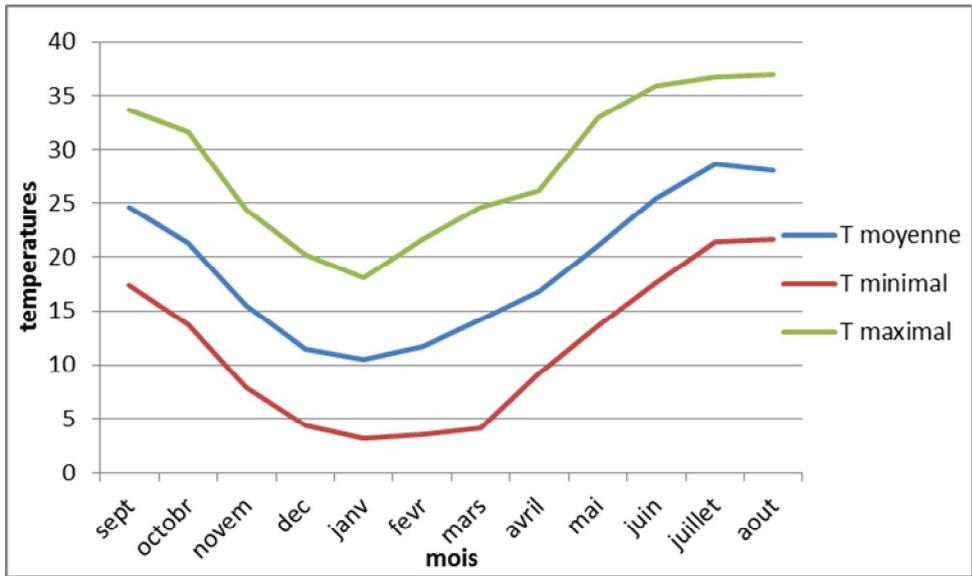


Figure I.2: Variation de la température mensuelle minimale, maximale et moyenne.

La valeur de la température moyenne annuelle au niveau de la station de SOUMAA est de 19.1°C.

La figure I.2 nous a permis de distinguer deux périodes :

- La première période : c'est la période froide qui s'étale du mois de Novembre jusqu'au mois d'Avril avec des températures moyennes $\geq 10^{\circ}\text{C}$.
Le mois le plus froid est le mois de janvier avec une température de 3.14°C.
- La deuxième période : c'est la période chaude, de Mai à Octobre avec une température moyenne supérieur à la moyenne annuelle. Août est le mois le plus chaud de l'année avec 37°C.

I.2.3. Le vent :

Le vent est un paramètre climatique essentiel à cause de son influence sur les autres paramètres. En hiver, la vitesse du vent maximale et de détraction Est, tandis qu'elle est minimale pendant l'été et à détraction Nord et Nord-Est.

Tableau I.4: Vitesse moyenne des vents dans la station SOUMAA (1993-2010)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Aout
Vmoy (m/s)	3,13	2,63	2,72	3,17	3,21	3,82	3,81	3,08	3,12	3,04	3,5	3,38

Source (ANRH BLIDA)

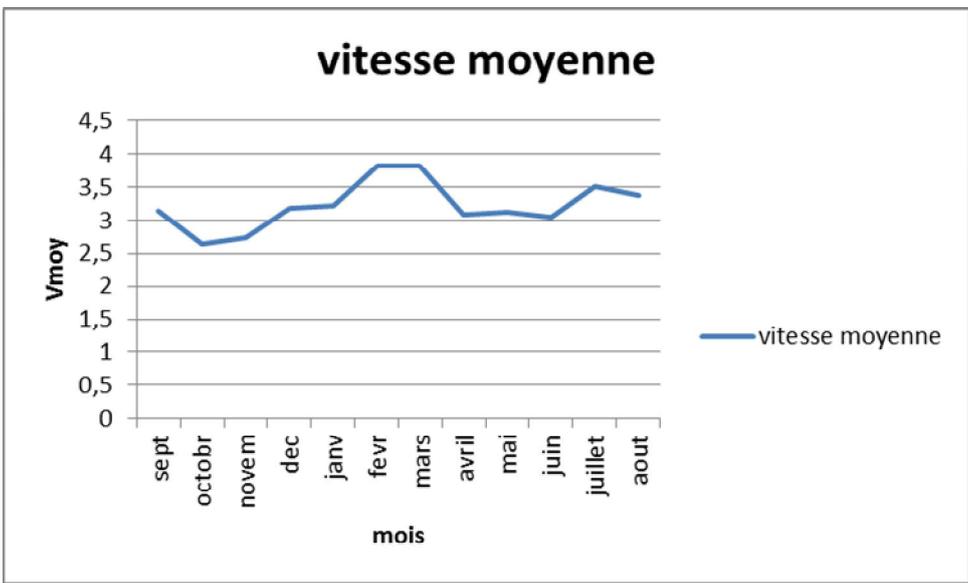


Figure I.3: Variation de la vitesse moyenne du vent.

I.2.4. Evaporation :

L'évaporation représente un paramètre essentiel dans l'analyse de la ressource en eau, dans ce cas une bonne estimation est nécessaire. Les valeurs de l'évaporation moyenne mensuelle et annuelle des plans d'eau dans la région d'études sont données dans le tableau ci-après.

Tableau I.5 : répartition mensuelle de l'évaporation moyenne (1993-2010)

Paramètre	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout
Ev_{moy}(mm)	134,16	95,11	57,14	46,2	41,1	55,1	77,68	99,08	147,45	204,5	240,18	194,44

Source (ANRH BLIDA)

L'examen de ce tableau montre que l'évaporation est importante pendant la période allant de juin à octobre et elle est plus ou moins faible du mois de novembre à janvier.

I.2. 5.Humidité relative :

L'humidité relative de l'air est un élément de cycle hydrologique qui contrôle l'évaporation du sol et la couverture végétale et détermine les conditions générales du développement de la végétation. La distribution mensuelle de l'humidité de l'air est donnée ci-dessous.



Tableau I.6 : Les valeurs de l’humidité relative de l’air :

Paramètres	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Moy
H(%) Moy	76,2	76,2	72,9	70,9	70,3	66,6	63	70,2	68,6	70	73,2	79,4	71,46

Source (ANRH BLIDA)

On remarque d’après le tableau I.6 que les valeurs moyennes d’humidité mensuelles est minimale durant le mois de Mars et maximale durant le mois de Aout.

I.2.6.Insolation :

Les valeurs moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau Ci-après :

Tableau I.7 : Insolations moyennes journalières :

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout
Insolation (h/j)	5,66	5,98	7,62	7,65	8,88	11,11	11,06	9,77	8,27	7,53	5,68	5,06

Source (ANRH BLIDA)

I.3. Classification du climat

I.3.1-Classification du climat selon l’indice de Mr MARTONE:

L’indice d’aridité de MARTONE, donné par l’expression ci-dessous, est un paramètre qui permet la classification du climat, afin de nous renseigner sur l’indisponibilité de l’irrigation par rapport au climat.

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

Avec : I : Indice De Martonne

P : Précipitation annuelle en (mm)

T : Température moyenne annuelle

L’indice d’aridité De Martonne définir comme le degré de sécheresse du climat et par conséquent il nous oriente dans le choix des cultures.

$$I = \frac{692.03}{19.1 + 10} = 23.78$$



Tableau I.8. Les limites de climat d’après l’indice d’aridité de Martonne

Valeur de I	Type de climat	Irrigation
$I < 5$	Désertique	Indispensable
$5 < I < 10$	Très sec	Indispensable
$10 < I < 20$	Sec	Souvent indispensable
$20 < I < 30$	Relativement humide	Par fois utile
$I > 30$	Humid	Inutile

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

À partir du tableau I.8 et la valeur de l’indice d’aridité De Martonne I ($I=23.78$) du climat de notre zone d’étude, notre climat est **relativement humide** ($20 < I < 30$). et l’irrigation est **parfois utile**.

I.3.2 Quotient pluviométrique d’Emberger

Le Quotient pluviométrique d’Emberger permet de déterminer l’étage bioclimatique et la valeur du coefficient pluviométrique en utilisant la formule et le diagramme bioclimatique d’Emberger.

$$Q = \frac{1000}{\frac{(M + m)(M - m)}{2}} = \frac{2000 \cdot P}{M^2 - m^2}$$

Tel que : Q : Coefficient pluviométrique d’Emerger ;

P : Précipitation moyenne annuelle en mm ;

M : Température moyenne maximale du mois le plus chaude en °kelvin ;

m : Température moyenne minimale du mois le plus froide en °kelvin ;

$$Q = \frac{2000 \times 692.03}{(37 + 273)^2 - (3.14 + 273)^2} = 69.73$$

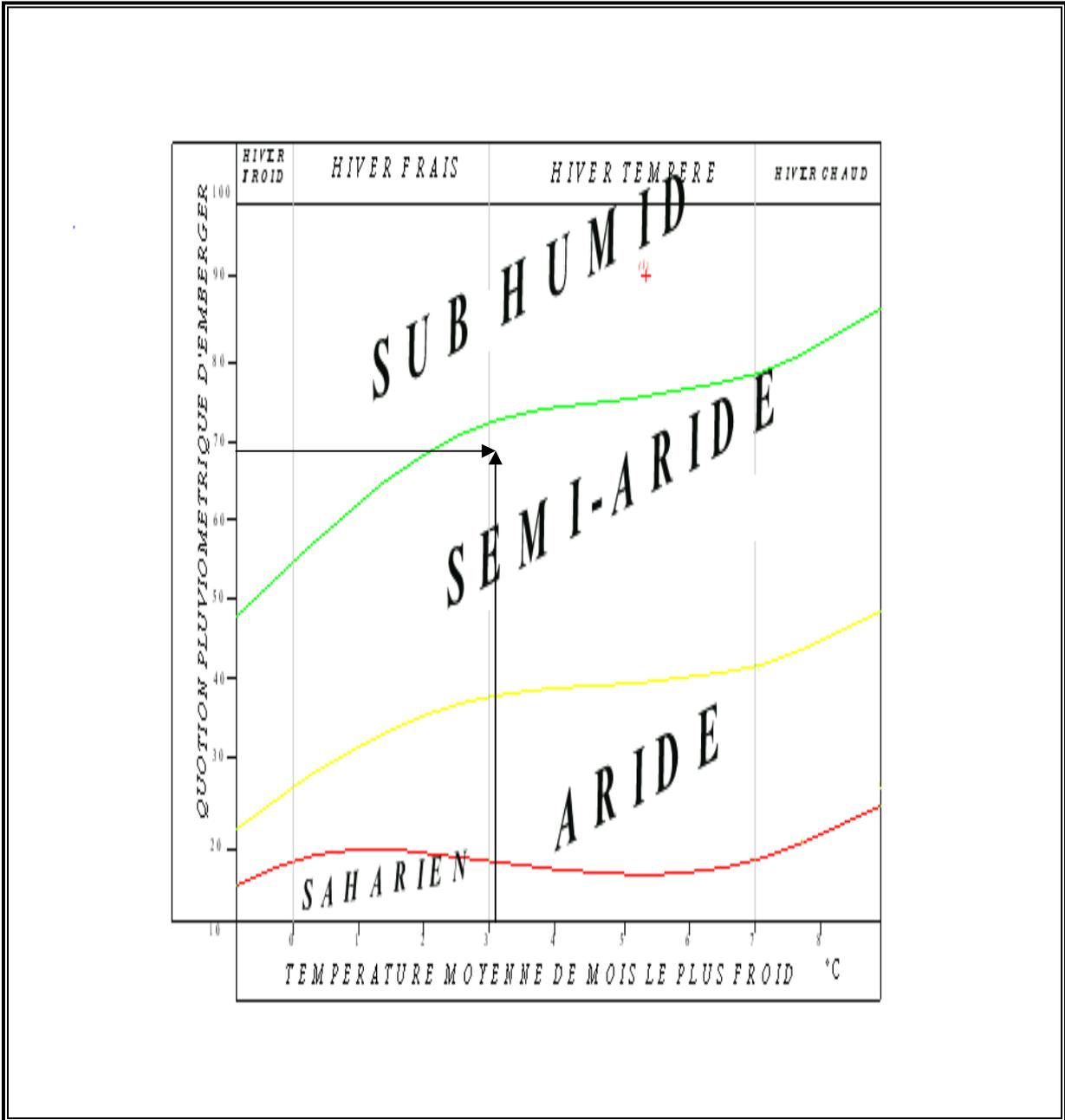


Figure I.4 : Diagramme bioclimatique D'EMBERGER

D'après les données de Q qu'on va porter sur dans le diagramme bioclimatique D'EMBERGER ; et en fonction de la température moyenne minimal de mois le plus froid, on peut confirmer que notre région se situe dans :

- L'étage bioclimatique : Semi-aride
- Sous étage : Hiver tempéré

I.3.3 Diagramme Ombrothermique de Gaussen :

Le graphe est construit en mettant en abscisse les mois et en ordonné les valeurs moyennes mensuelles des températures et des pluies dont l'échelle est égale à au double de celle de la température.

Lorsque la courbe des températures dépasse celle des précipitations, c'est la période sèche, Lorsque la courbe des précipitations dépasse celle des températures c'est la période est humide.

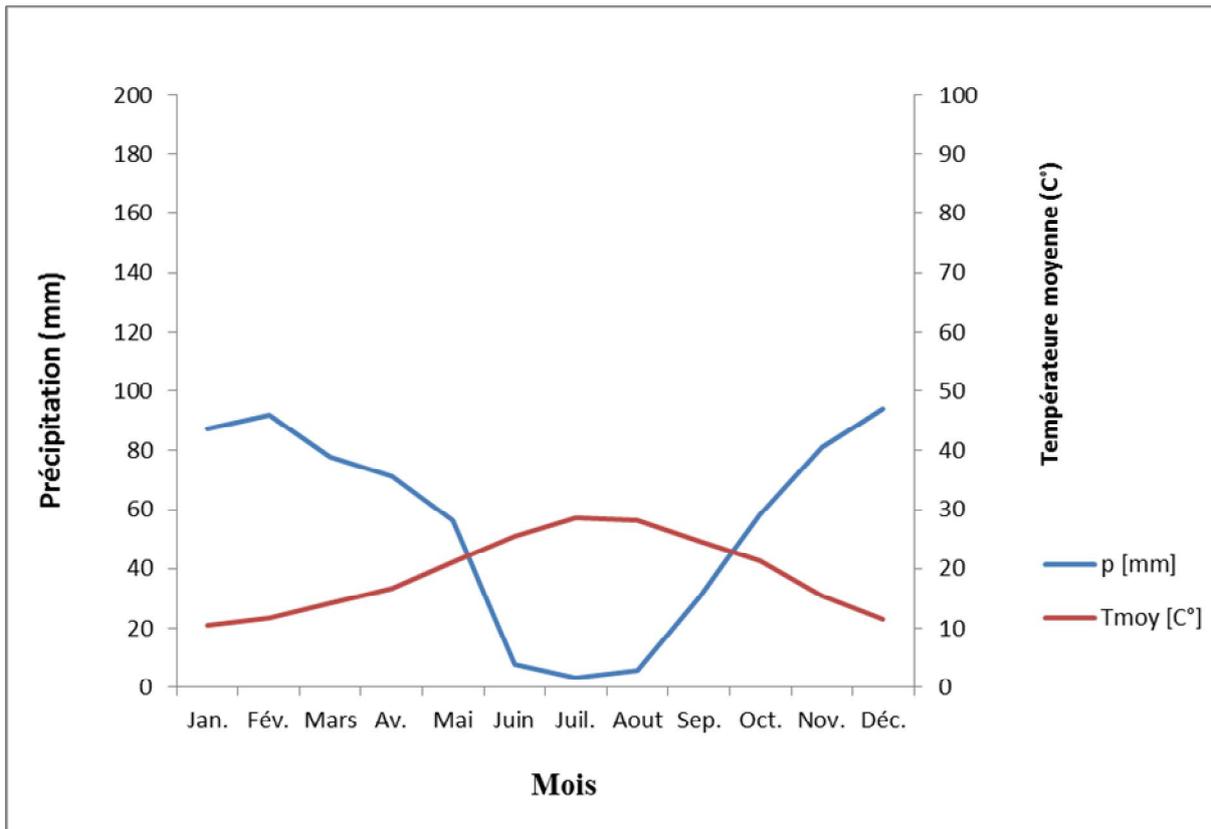


Figure I.5 : Diagramme Ombrothermique de Gaussen

D'après le diagramme Ombrothermique de Gaussen on distingue deux périodes

- La période sèche qui s'étale de Juin à septembre.
- La période humide d'octobre à Mai.

I.4. Etude hydrogéologique :

La zone est constituée par des alluvions de faible perméabilité, les systèmes aquifères de la région sont repartis comme suite :

- Une série marneuse du plaisansien ou de miocène.
- Un premier aquifère constitué par des grès astien.



- Une série semi-perméable formée par des argiles et graviers.
- La nappe est libre reposant sur un substratum argileux imperméable.
- Après la sécheresse, l'alimentation des nappes est faible et le pompage des eaux souterraines a créé un rabattement de la nappe.

Durant ces deux dernières décennies, les eaux souterraines de la nappe de la mitidja ont été affectées par quatre types de pollution qui sont :

- ✓ Pollution par les nitrates.
- ✓ Pollution par des métaux lourds
- ✓ Pollution par les eaux salées par intrusion marine en mitidja orientale.
- ✓ Pollution accidentelle par les hydrocarbures.

I.4.1.La piézométrie de la mitidja :

Les eaux souterraines s'écoulent au pied de l'atlas en direction du nord. L'écoulement est assez régulier et d'une façon générale la surface piézométrique se confond avec la surface des eaux souterraines. Il y'a très peu de nappes captive, sauf en basse plaine. D'une manière globale, la différence locale entre le niveau piézométrique et les cotes d'altitude donne la profondeur de la nappe. [2]

I.5.Etude pédologique :

Cette étude a pour but de définir d'une part les aptitude des sols a irriguer et d'autre part recenser les problèmes que pose leur mise en valeur agricole. L'étude pédologique est l'une des sources essentielle pour prendre en compte la nature et la distribution des caractéristiques et des contraintes relevant des sols.

La prospection pédologique comporte plusieurs phases :

- Implantation de profils pédologiques.
- Prospection morphologique sur terrain.
- Analyse physico-chimiques des échantillons prélevés.

I.5.1.Les sols et les profils de description :

En se basant sur les prospections du terrain de BOUGARA (Etude agro-pédologique de la zone BOUGARA effectuée par les services de la direction des études de milieu et de la recherche hydraulique service agro pédologie (W.BLIDA) de l'année 1992 on a distingué les classes des sols.



I.5.1.1. Les sols peu évolués :

Les sols peu évolués ont un profil de type AC et sont parmi les plus répandus dans la zone étudiée et représentent un grand intérêt tant du point de vue quantitatif que du point de vue qualitatif. Ces formations sont très exploitées par les agriculteurs, du fait de leur profondeur et leur texture. Les alluvions qui composent ce sol sont plus ou moins récentes. et ces sols sont d'apport alluvial, colluvial et alluvial-colluvial. [3]

On cite en exemple la description des profils n°306 et 146 pour les groupes des sols d'apport alluvial et colluvial respectivement :

I.5.1.1.1. Les sols et les profils de description

- **Profil n° 306**

Classe : peu évoluée

S /classe : non climatique

Groupe : d'apport alluvial

s/groupe : modaux

Famille : sur alluvions moyennes

Topographie : plane

Géomorphologie : plaine alluvial

Cultures : céréalières

Microrelief : plat d'oued

De 0 à 30 cm : frais, brun 10 YR5/3, texture argilo-sableux, structure grumeleuse, porosité bonne, radicelles et racines moyennes nombreuses, charbon de bois en décomposition, gravillons (15%), effervescence généralisée à Hcl, limite graduelle.

30-60 : frais, brun (10YR5/3), texture équilibrée, structure anguleuse moyenne, porosité moyenne, friable, enracinement faible, quelques trous tubulaires, gravillons peu nombreux (5%), débris de coquilles, effervescence généralisée à Hcl, limite distincte.



- **Profil n° 48**

Classe : peu évoluée

S /classe : non climatique

Groupe : d'apport colluvial

s/groupe : modaux

Famille : sur alluvions moyennes

Coordonnées métrique : X=517.3, Y=368.912, Z=47

Topographie : pente 1 à 2%

Géomorphologie : glacis

Cultures : agrumes

Cailloux en surface 5-10%

0-20 :humide ;brun (10YR 5/4) ;limoneux ;structure polyédrique anguleuse moyenne ;porosité bonne ;activité biologique faible ;charbon de bois en décomposition ;effervescence à Hcl faible ;quelques cailloux arrondis (8%)limite nette.

20-60 :humide ;7,5 (YR/5/4) brun ;argilo-limoneux ;structure polyédrique anguleuse moyenne bien développée ;cailloux émoussés(10%) ;graviers et gravillons ;charbon de bois en décomposition ; effervescence à Hcl très faible ;porosité moyenne ;limite très nette.

Tableau I.9 : Résultats des analyses des échantillons de sol du profil 306

Profondeur (cm)		0 – 30	30-70	70-100
Granulométrie	Argile %	38	34	35
	Limons fins %	35	38	45
	Limons grossiers %	10	11	09
	Sables fins %	10	11	08
	Sables grossiers %	02	01	01
Matière organique	C %	1,04	0,59	0,73
	MO %	1,77	1,00	1,24
	N %	0,13	0,1	0,1
	C/N	08	06	07
CaCo3 total %		10,86	12,50	12,91
CaCo3 actif %		5,50	6,75	7,62
PH		7,98	8,02	8,00
CE mmhos/cm		1,79	1,19	1,49
Complexe absorbant	Ca++ meq/100g sol	31	33	34
	Mg++ meq/100g sol	04	05	07
	K+ meq/100g sol	0,69	0,63	0,51
	Na+ meq/100g sol	0,87	0,60	0,87
	T ou CEC meq/100g sol	27	25	24
Densité réelle		2,56	2,57	2,56
Densité apparente		/	/	/
PF % d'eau	2,5	28,8	28	28,8
	3	23,8	22,4	24,0
	4,2	17,0	17,6	16,6
K assimilable Cmol/kg		/	/	/

Source (ANRH de BLIDA)

Tableau I. 10 : Résultats des analyses des échantillons de sol du profil 48

Profondeur (cm)		0 – 20	20-60	60-100	>100
Granulométrie	Argile %	37	38	40	39
	Limons fins %	35	24	25	41
	Limons grossiers %	11	10	10	11
	Sables fins %	14	19	16	09
	Sables grossiers %	03	05	04	02
Matière organique	C %	0,99	0,54	0,33	0,46
	MO %	1,68	0,92	0,56	0,78
	N %	0,01	0,079	0,06	0,067
	C/N	09	07	06	07
CaCo3 total %		1,2	1,6	1,2	4,2
CaCo3 actif %		/	/	/	/
PH		7,78	7,64	7,60	7,90
CE mmhos/cm		1,07	1,22	1,68	0,86
Complexe absorbant	Ca ⁺⁺ meq/100g sol	27	31	23	38
	Mg ⁺⁺ meq/100g sol	05	08	06	06
	K ⁺ meq/100g sol	0,76	1,09	2,01	0,49
	Na ⁺ meq/100g sol	0,8	0,41	0,28	0,37
	T ou CEC meq/100g sol	30	36	21	34
Densité réelle		/	/	/	/
Densité apparente		/	/	/	/
PF % d'eau	2,5	24,9	23,2	24,4	24,5
	3	21,2	19,6	20,9	22,1
	4,2	16,1	14,0	15,0	16,1
K assimilable Cmol/kg		/	/	/	/

Source (ANRH de BLIDA)



I.5.2.L'aptitude culturale des sols

La détermination des aptitudes culturales a été faite en tenant compte des exigences des divers types de cultures à l'égard des conditions du sol et du climat, qui constituent le milieu naturel.

D'après notre étude nous pouvons dire que notre sol est favorable à toutes les cultures méditerranéennes (arboriculture, maraichère, culture industrielle et cultures céréalières et fourragères).

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons pu étudier les conditions naturelles et agricoles auxquelles est confrontée notre région. En effet la climatologie de la région qui est classé en semi-aride et de la pédologie, ainsi que on a conclu que la totalité de sol de la région d'étude est de type argilo-limoneux.



CHAPITRE II

CALCUL DES BESOINS EN EAU DES CULTURES



II.1.Introduction :

La quantité d'eau disponible pour l'irrigation détermine les types de cultures et de techniques d'irrigation praticables. La majeure partie de l'eau appliquée sur les cultures est perdue par évapotranspiration au niveau des surfaces végétales. Par conséquent, la quantité d'eau nécessaire pour les cultures est habituellement égale à celle perdue par évapotranspiration. Les besoins en eau nécessaire pour les cultures dépendent dans une large mesure de facteurs agricoles et climatiques et peuvent donc être estimés à partir des données météorologiques et climatologiques locales.

II.2.Données disponibles :

La précipitation est l'élément essentiel pour le calcul du besoin en eau et on a pu avoir ces données grâce à des stations pluviométriques implantées dans la région. Pour notre cas, l'étude sera basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométrique de Douar-Makli qui est la plus proche dans la zone d'étude.

Les données pluviométriques recueillies au niveau de l'ANRH de la wilaya de BLIDA se présentent sous forme de totaux mensuels et annuels pour la période (1972–2012).

Le tableau ci-dessous donne les caractéristiques de cette station pluviométrique prise en considération dans l'étude.

Tableau II.1. Caractéristiques de la station pluviométrique :

Nom de la Station	Code de la station	Cordonnées Lambert		Altitude (m)	Années D'observations	N
		X (km)	Y (km)			
DOUA MAKLI	021427	532.45	355.75	130	1972-2012	41ans

II.3.Analyse des données

II.3.1.Homogénéisation

Avant de déterminer les différentes caractéristiques des précipitations, une vérification rigoureuse et détaillée des données est nécessaire, par l'utilisation du test de Wilcoxon qui servira pour le contrôle de l'homogénéité des séries de données des différentes stations.

Ce test consiste en :

Chaque série d'observations est divisée en deux échantillons (X_1, \dots, X_n) et (Y_1, \dots, Y_m) avec $n < m$ et n, m représentent les tailles des deux échantillons.

On classe la série (XUY) par ordre croissant en attribuant à chaque valeur son rang et sa série d'origine (X ou Y).



La condition pour que la série soit homogène est :

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

W_x : représente la somme des rangs des X_i

$$W_{\min} = \frac{n(n+m+1)}{2} - 1.96 \sqrt{\frac{nm(n+m+1)}{12}}$$

$$W_{\max} = \frac{n(n+m+1)}{2} + 1.96 \sqrt{\frac{nm(n+m+1)}{12}}$$

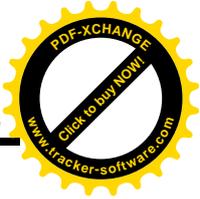
n : Taille de l'échantillon X ;

m : Taille de l'échantillon Y ;

Les résultats des tests de Wilcoxon appliqués à la station pluviométrique sont donnés comme:

Tableau II.2. Résultat du test de Wilcoxon appliqués à la station de **Dour Makli**

X	Y	XUY par ordre Croissant	Série d'origine	Rang	XUY par ordre croissant	Série d'origine	Rang
1188,6	590,1	274,8	Y	1	646,6	X	22
982,1	557,6	344,6	Y	2	666,2	X	23
709,7	687,3	418,4	X	3	672,8	X	24
974,4	708,8	426,4	Y	4	678,8	Y	25
612,6	274,8	428,4	Y	5	679	X	26
679	732	490,4	Y	6	687,3	Y	27
666,2	600	512,8	X	7	708,8	Y	28
950,5	426,4	513,7	X	8	709,7	X	29
622,5	428,4	546,8	Y	9	732	Y	30
672,8	344,6	557,6	Y	10	741,7	X	31
512,8	954,3	558,6	X	11	762	Y	32
567,2	678,8	567,2	X	12	827,9	X	33
883,6	574	572,5	Y	13	828,7	Y	34
642,9	645,9	574	Y	14	852,3	Y	35
741,7	626,6	590,1	Y	15	883,6	X	36
513,7	546,8	600	Y	16	950,5	X	37
646,6	572,5	612,6	X	17	954,3	Y	38
418,4	490,4	622,5	X	18	974,4	X	39
558,6	762	626,6	Y	19	982,1	X	40
827,9	828,7	642,9	X	20	1188,6	X	41
	852,3	645,9	Y	21			



- ✓ $n = 20$
- ✓ $m = 21$
- ✓ $W_x = 292$
- ✓ $W_{min} = 344.8$
- ✓ $W_{max} = 495.1$

La condition du test $W_{min} < W_x < W_{max}$ est vérifiée, la série de données de la station pluviométrique de Douar Makli est homogène.

D'après les résultats obtenus on peut conclure que la série d'observation de la station de Douar Makli est représentative vue que l'erreur sur les paramètres statistiques ne dépassent pas les seuils tolérés.

II.3.2. Etude fréquentielle des pluies annuelles

II.3.2.1. Ajustement à la loi de Gauss

La méthode de Gauss consiste à :

- ✓ Classer les valeurs des précipitations annuelles par ordre décroissant.
- ✓ Classer les fréquences des valeurs observées par la formule :

$$F(x) = \frac{n - 0,5}{N} \dots (2.1)$$

Avec : n : Numéro d'ordre.
 N : Nombre d'années observées.

On doit calculer :

La moyenne arithmétique : $\bar{X} = \sum \frac{X_i}{n} \dots (2.2)$

L'écart type : $\delta = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$ Pour $n \geq 30 \dots (2.3)$

La variable réduite de Gauss : $U = \frac{X - \bar{X}}{\delta} \dots (2.4)$

Le coefficient de variation : $C_v = \frac{\delta}{\bar{X}} \dots (2.5)$

Pour les calculs on a utilisé le logiciel HYDROLAB

Tableau II.3. Les résultats du calcul sont pour l'ajustement à la loi de GAUSS :

Ajustement à une loi de Gauss								
Taille n=41		Moyenne=664,734146			I.C. à (en%)=80		U Gauss=1,2817	
Ecart-type=185,872384								
Valeurs de Départ	Valeurs classées	Ordre de Classement	Fréquence expérimentale	Variable Réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
1188,6	274,8	1	0,0122	-2,251	274,8	246,267105	166,334372	309,08949
982,1	344,6	2	0,0366	-1,792	344,6	331,620139	263,519949	386,09991
709,7	418,4	3	0,0610	-1,547	418,4	377,197953	315,049487	427,589591
974,4	426,4	4	0,0854	-1,370	426,4	410,072719	352,003741	457,72906
612,6	428,4	5	0,1098	-1,228	428,4	436,488856	381,540054	482,105127
679	490,4	6	0,1341	-1,107	490,4	458,96292	406,539493	502,972739
666,2	512,8	7	0,1585	-1,000	512,8	478,776366	428,467405	521,481855
950,5	513,7	8	0,1829	-0,904	513,7	496,676537	448,177237	538,30427
622,5	546,8	9	0,2073	-0,816	546,8	513,140463	466,212858	553,869679
672,8	557,6	10	0,2317	-0,733	557,6	528,493179	482,944097	568,471619
512,8	558,6	11	0,2561	-0,655	558,6	542,967541	498,635214	582,321056
567,2	567,2	12	0,2805	-0,581	567,2	556,737231	513,482685	595,575981
883,6	572,5	13	0,3049	-0,510	572,5	569,936256	527,637501	608,358899
642,9	574	14	0,3293	-0,442	574	582,671109	541,219061	620,76775
741,7	590,1	15	0,3537	-0,375	590,1	595,028706	554,324235	632,88305
513,7	600	16	0,3780	-0,310	600	607,081772	567,033499	644,772744
646,6	612,6	17	0,4024	-0,247	612,6	618,892632	579,415247	656,495641
418,4	622,5	18	0,4268	-0,184	622,5	630,515979	591,52891	668,103929
558,6	626,6	19	0,4512	-0,122	626,6	642,000955	603,427302	679,645091
827,9	642,9	20	0,4756	-0,061	642,9	653,392796	615,158435	691,163429
590,1	645,9	21	0,5000	0,000	645,9	664,734165	626,766991	702,70134
557,6	646,6	22	0,5244	0,061	646,6	676,075497	638,304864	714,309858
687,3	666,2	23	0,5488	0,122	666,2	687,467337	649,823202	726,040991
708,8	672,8	24	0,5732	0,184	672,8	698,952314	661,364364	737,939383
274,8	678,8	25	0,5976	0,247	678,8	710,575661	672,972652	750,053046
732	679	26	0,6220	0,310	679	722,386521	684,695549	762,434793
600	687,3	27	0,6463	0,375	687,3	734,439586	696,585242	775,144058
426,4	708,8	28	0,6707	0,442	708,8	746,797183	708,700542	788,249231
428,4	709,7	29	0,6951	0,510	709,7	759,532037	721,109394	801,830792
344,6	732	30	0,7195	0,581	732	772,731062	733,892311	815,985608
954,3	741,7	31	0,7439	0,655	741,7	786,500751	747,147236	830,833079
678,8	762	32	0,7683	0,733	762	800,975113	760,996674	846,524196
574	827,9	33	0,7927	0,816	827,9	816,32783	775,598614	863,255434
645,9	828,7	34	0,8171	0,904	828,7	832,791756	791,164023	881,291056
626,6	852,3	35	0,8415	1,000	852,3	850,691926	807,986438	901,000887
546,8	883,6	36	0,8659	1,107	883,6	870,505373	826,495554	922,9288
572,5	950,5	37	0,8902	1,228	950,5	892,979437	847,363165	947,928239
490,4	954,3	38	0,9146	1,370	954,3	919,395573	871,739233	977,464552
762	974,4	39	0,9390	1,547	974,4	952,27034	901,878701	1014,41881
828,7	982,1	40	0,9634	1,792	982,1	997,848153	943,368383	1065,94834
852,3	1188,6	41	0,9878	2,251	1188,6	1083,20119	1020,3788	1163,13392

Fréquence	U.Gauss	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,2	-0,841	508,33058	460,953473	549,312632	508,33058	0,200	1,3
0,5	0,000	664,734165	626,766991	702,70134	664,734165	0,500	2,0
0,8	0,841	821,137713	780,155661	868,514819	821,137713	0,800	5,0

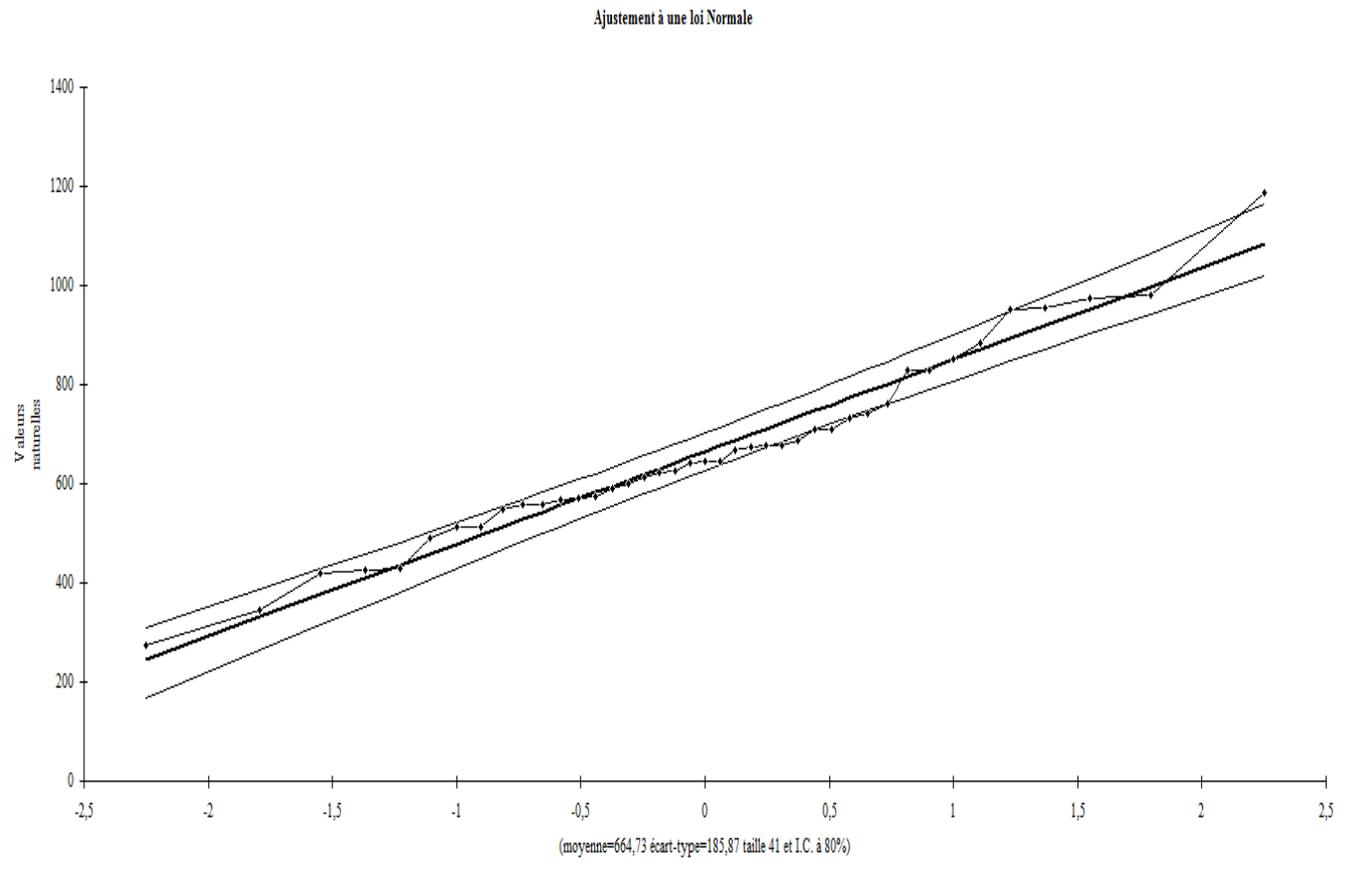
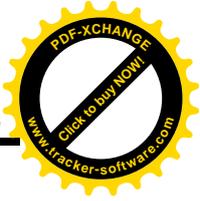


Figure II.1 : ajustement à la loi normal



II.3.2.2. Ajustement à une loi Log-normale

Tableau II.4: les résultats du calcul pour l'ajustement à la loi log-normale :

Ajustement à une loi Log-normale								
Taille n=41		Moy.log(x-xo)=2,805515434			I.C. à (en%)=80		U Gauss=1,282	
xo=0		E.T. log(x-xo)=0,126134593						
Valeurs de départ	Valeurs Classées	Ordre de Classement	Fréquence expérimentale	Variable Réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne Inférieure	Borne supérieure
1188,6	274,8	1	0,012	-2,251	274,8	332,307	293,29	366,58266
982,1	344,6	2	0,037	-1,792	344,6	379,718	341,388	413,45843
709,7	418,4	3	0,061	-1,547	418,4	407,747	370,013	441,15084
974,4	426,4	4	0,085	-1,370	426,4	429,24	392,007	462,42362
612,6	428,4	5	0,110	-1,228	428,4	447,328	410,523	480,37657
679	490,4	6	0,134	-1,107	490,4	463,316	426,877	496,29826
666,2	512,8	7	0,159	-1,000	512,8	477,884	441,756	510,86153
950,5	513,7	8	0,183	-0,904	513,7	491,44	455,573	524,46805
622,5	546,8	9	0,207	-0,816	546,8	504,246	468,594	537,38044
672,8	557,6	10	0,232	-0,733	557,6	516,489	481,007	549,78243
512,8	558,6	11	0,256	-0,655	558,6	528,304	492,946	561,80966
567,2	567,2	12	0,280	-0,581	567,2	539,794	504,516	573,56694
883,6	572,5	13	0,305	-0,510	572,5	551,042	515,799	585,13855
642,9	574	14	0,329	-0,442	574	562,117	526,862	596,5948
741,7	590,1	15	0,354	-0,375	590,1	573,077	537,762	607,9964
513,7	600	16	0,378	-0,310	600	583,972	548,548	619,39751
646,6	612,6	17	0,402	-0,247	612,6	594,849	559,265	630,84798
418,4	622,5	18	0,427	-0,184	622,5	605,752	569,951	642,39507
558,6	626,6	19	0,451	-0,122	626,6	616,721	580,647	654,08491
827,9	642,9	20	0,476	-0,061	642,9	627,797	591,389	665,96372
590,1	645,9	21	0,500	0,000	645,9	639,021	602,214	678,079
557,6	646,6	22	0,524	0,061	646,6	650,447	613,169	690,49086
687,3	666,2	23	0,549	0,122	666,2	662,129	624,305	703,26464
708,8	672,8	24	0,573	0,184	672,8	674,118	635,666	716,46196
274,8	678,8	25	0,598	0,247	678,8	686,474	647,301	730,15249
732	679	26	0,622	0,310	679	699,26	659,267	744,4164
600	687,3	27	0,646	0,375	687,3	712,555	671,63	759,34746
426,4	708,8	28	0,671	0,442	708,8	726,447	684,465	775,05733
428,4	709,7	29	0,695	0,510	709,7	741,048	697,866	791,68131
344,6	732	30	0,720	0,581	732	756,49	711,946	809,38653
954,3	741,7	31	0,744	0,655	741,7	772,943	726,845	828,38379
678,8	762	32	0,768	0,733	762	790,624	742,745	848,94532
574	827,9	33	0,793	0,816	827,9	809,819	759,887	871,43236
645,9	828,7	34	0,817	0,904	828,7	830,923	778,595	896,34006
626,6	852,3	35	0,841	1,000	852,3	854,492	799,333	924,37474
546,8	883,6	36	0,866	1,107	883,6	881,36	822,788	956,59595
572,5	950,5	37	0,890	1,228	950,5	912,861	850,059	994,70287
490,4	954,3	38	0,915	1,370	954,3	951,329	883,061	1041,6863
762	974,4	39	0,939	1,547	974,4	1001,47	925,644	1103,607
828,7	982,1	40	0,963	1,792	982,1	1075,4	987,641	1196,1422
852,3	1188,6	41	0,988	2,251	1188,6	1228,83	1113,93	1392,3031

Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,2	-0,841	500,470673	464,7593	533,5675448	500,471	0,200	1,3
0,5	0,000	639,021465	602,2137	678,0790037	639,021	0,500	2,0
0,8	0,841	815,9287462	765,3172	878,6233579	815,929	0,800	5,0

Ajustement à une loi Log-normale

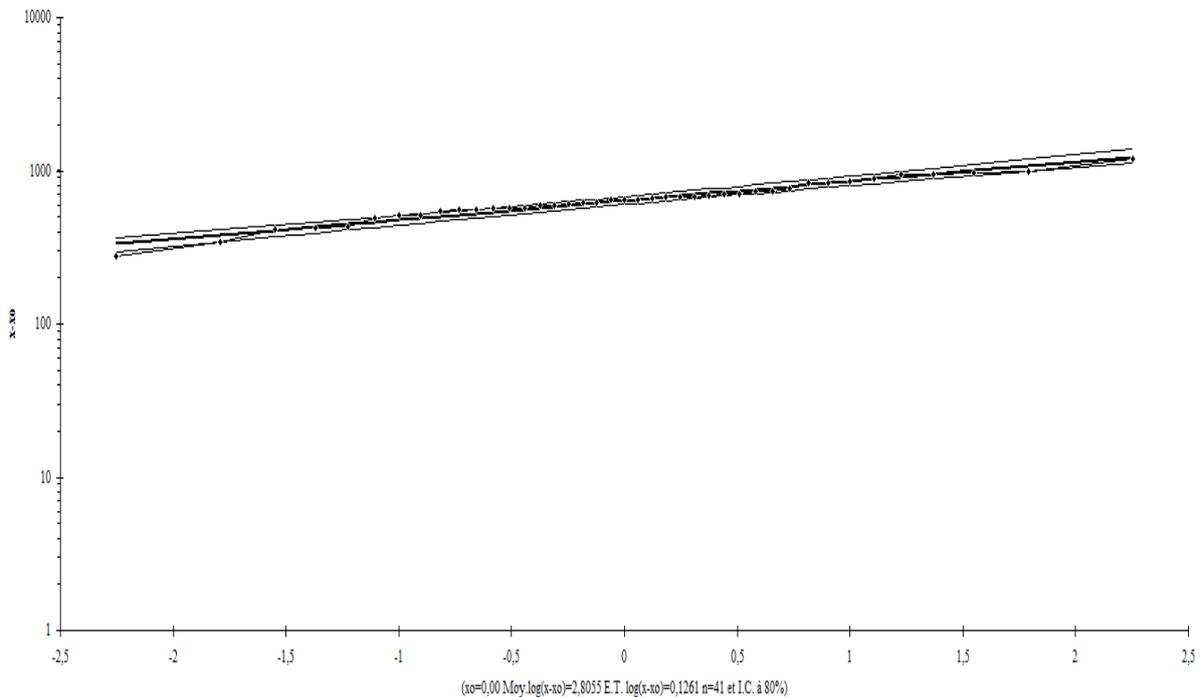


Figure II.2 : ajustement à la loi log-normal

II.3.2.2.1. Test de validité d'un ajustement

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

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

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

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

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

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

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

Avec :

P : Nombre de paramètres, dont dépend la loi de répartition

Donc :

P=7: pour la loi de Gumbel et Gauss

P=7 : pour la loi de Galton



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

Si cette probabilité est **supérieure à 0,05**, l'ajustement est satisfaisant

II.3.2.2.1.1. Test de validité de l'ajustement à la loi Normale

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

Test d'adéquation : Loi Normale

Résultats

Khi carré = 5.32

Probabilité $p(\chi^2) = 0.2417$

Degrés de liberté : 4

Nombre des classes = 7

II.3.2.2.1.2. Test de validité de l'ajustement à la loi Log-Normale

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

Test d'adéquation : Loi log-Normale

Résultats

Khi carré = 5.32

Probabilité $p(\chi^2) = 0,2532$

Degrés de liberté : 4

Nombre des classes = 7

Conclusion

Le test de Khi carré et les Figure II.1 ; Figure II.2 montrent que la loi de GUAUSS présente une adéquation meilleure que la loi Log Normale

II.4. détermination de l'année de calcul

Détermination de l'année de calcul à pour but de connaître la quantité de pluie qui peut être utilisée par la plante ; elle est une fraction de la pluie efficace (pluie de probabilité 80%), (de l'année de calcul de P80%)

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

$$P_{\text{moy } 80\% \text{ de chaque mois}} = P_{\text{moy de chaque mois}} \cdot \frac{P_{\text{théorique (80\%) annuelle}}}{P_{\text{théorique (50\%) annuelle}}}$$



$P_{théorique\ 80\% \text{ de chaque mois}} = 508,33 \text{ mm}$

$P_{théorique\ 50\% \text{ de chaque mois}} = 664,73 \text{ mm}$

P_{moy} De chaque mois sont données par le tableau suivant :

Tableau II.5. Pluviométrie moyenne pour chaque mois en mm.

Mois	Sep	Octo	Nov	Dec	Jan	Fev	mar	Avr	Mai	jui	juil	Aou	Année
P_{mm}	30,4	58,36	81,18	94,19	87,25	91,77	77,81	71,15	56,1	7,70	3,10	5,67	664,68

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.6. L'Année de calcul.

Mois	Sep	Octo	Nov	dec	Jan	Fev	mar	Avr	mai	jui	juil	Aou	Année
$P_{80\%}$ mm	23,2	44,63	62,08	72,03	66,7	70,2	59,50	54,4	42,9	5,89	2,37	4,34	508,29

II.5. Calcul des Besoins en eau

Les cultures pour se développer, puisent du sol, l'eau et les éléments nutritifs, la quantité d'eau donnée à la culture n'est pas entièrement absorbée par la culture, une partie percole et se perd en profondeur.

L'eau qui constitue la plante est libérée par transpiration à travers l'appareil foliacé, le reste est évaporé par le sol ; l'ensemble de ces deux actions est l'évapotranspiration, ce phénomène conditionne et détermine les besoins en eau des cultures.

Le besoin en eau d'irrigation ou la consommation en eau de la culture définie comme la hauteur d'eau (mm) consommé par l'évapotranspiration de la culture .Pour déterminer l'évapotranspiration de la culture (ETc) on utilise l'évapotranspiration de référence (ET0) d'une culture de référence conduite dans des conditions de référence, de sorte que le taux d'évapotranspiration (mm/j) représente les conditions climatiques locales.

L'évaluation des besoins en eau du périmètre est basée sur la détermination des besoins de chaque culture dans le calendrier agronomique, pour cela il faut déterminer :

II.5.1. Méthodes d'évaluation d'évapotranspiration

II.5.1.1. L'évapotranspiration potentielle de référence (ET0) :

C'est l'évapotranspiration maximale (c.a.d le sol est à sa capacité de retentions) d'un gazon ras couvrant complètement le sol, bien alimenté en eau, en phase active de croissance et situé au sein d'une parcelle suffisamment étendue (Perrier, 1977). [3]



Pour prédire l'évapotranspiration de référence on utilise une méthode basée sur des variables climatiques, parmi les plus communiquent employé sont :

- Méthodes de lysimètre
- Méthodes des stations expérimentales
- Méthodes directes de l'évaporation
- Méthodes empiriques

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

- Priestley-Taylor
- Makkink
- Turc
- Hargreaves
- Blaney-Cridle
- Thornthwaite
- Penman et Monteith modifiée

Sur la base des résultats de plusieurs études, notamment celle de Jensen (1990), la consultation d'experts menée par la FAO sur les méthodologies d'estimation des besoins en eau des cultures (Smith 1992), a conduit à recommander la méthode de Penman Monteith modifiée comme méthode privilégiée d'estimation de ET_0 du gazon.

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

$$ETP = p'(t) \frac{Rn}{L} + \sigma \cdot \frac{Ea}{P(t) + \sigma}$$

Avec :

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

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



R_n : rayonnement net évaporation équivalente exprimé en mm/j

$F(u)$: fonction liée au vent

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

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

$(e_a - e_d)$: constitue le facteur de correction, afin de compenser les conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

Le calcul de l'évapotranspiration de référence est effectué à l'aide d'un logiciel appelé CROPWAT 8.0, fondé sur la méthode de Penman et Montheit modifiée et recommandée par la consultation des experts de la FAO tenue à Rome en MAI 1990.

L'évapotranspiration potentielle peut être évaluée selon plusieurs possibilités on cite:

- L'évapotranspiromètre
- Les stations expérimentales
- Méthode de bilan hydrique
- Formules empiriques

Il existe plusieurs formules empiriques parmi les quelles :

- Formule de BLANEY-CRIDDLE
- Formule de TURC
- Formule de PENMAN

Le calcul de l'évapotranspiration de référence est effectué à l'aide d'un logiciel appelé CROPWAT 8.0, Qui est base sur la méthode de M^r Penman et Montheit modifiée

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

- Les températures moyennes en degré Celsius.
- L'humidité relative de l'air exprimé en (%)
- L'insolation journalière en heure
- La vitesse du vent en m /s

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

- Les températures moyennes en °C



- L'humidité relative de l'air exprimé en (%)
- L'insolation journalière en heure
- La vitesse du vent en m/s

Les résultats de l'évapotranspiration de référence E_{To} sont représentés dans le tableau II.7.

Tableau II.7. Valeur de l'évapotranspiration de référence calculée par la méthode De Penmann- Montheih, exprimée en mm/jour.

Mois	Tmin °C	Tmax °C	Humidité %	vent m/s	Insola Heurs	Radiation MJ/m ² /jour	E _{To} Mm/jour
Jan	3,14	18,07	70,3	3,21	8,88	12,1	2,35
Fev	3,57	21,64	66,6	3,82	11,11	17,2	3,7
Mars	4,071	24,64	63	3,81	11,06	20,8	4,94
Avril	9,25	26,16	70,2	3,08	9,77	22,2	4,93
May	13,58	32,91	68,6	3,12	8,27	21,9	6,26
Juin	17,58	35,91	70	3,04	7,53	21,2	6,51
Juill	21,41	36,75	73,2	3,5	5,68	18,3	6,15
Aout	21,7	37	79,4	3,38	5,06	16,4	5,43
Sept	17,33	33,58	76,2	3,13	5,66	15	4,75
Octo	13,71	31,57	76,2	2,63	5,98	12,6	3,82
Nove	7,85	24,42	72,9	2,72	7,62	11,6	2,8
Decc	4,35	20,28	70,9	3,17	7,65	10,4	2,44
Moyen	11,46	28,58	71,64	3,21	7,85	16,6	4,51



II.5.2.Calcul de l'évapotranspiration réelle

- L'évapotranspiration réelle : s'obtient en multipliant l'évapotranspiration standard par le coefficient cultural. K_c

$$ETR = ETo * Kc$$

II.5.3.La pluie efficace

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

Ces pertes sont estimées de 20 % de la pluie tombée .Pour l'appréciation de la pluie efficace

$$\text{Pluie efficace } (P_{eff}) = 80 \%$$

Tableau II.8.Précipitation efficace dans la zone d'étude.

Mois	Pluie Mm	pluie eff Mm
Jan	66,72	53,38
fév.	70,18	56,14
Mars	59,50	47,60
Avril	54,41	43,53
May	42,90	34,32
Juin	5,89	4,71
juil.	2,37	1,90
Aout	4,34	3,47
Sept	23,25	18,60
oct.	44,63	35,70
nov.	62,08	49,66
déc.	72,03	57,62
Total	508,29	406,63

II.5.4.Calcul du bilan hydrique pour les différentes cultures :

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

$$B = ETR - (P_{eff} + RFU)$$

B : besoin en eau d'irrigation (mm)



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

RFU : réserve facilement utilisable

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

Y : degré de tarissement

D_a : densité apparente

Z : profondeur d'enracinement mm

H_{cc} : humidité à la capacité au champ

H_{pf} : humidité au point de flétrissement

P_{eff} : pluie efficace

L'irrigation est faite lorsque $B > 0$ (bilan hydrique)

II.5.4.1.L'évapotranspiration réelle ou culture (ETR ou ETc) :

L'évapotranspiration d'une culture, se calcule en multipliant l'évapotranspiration de référence ET_0 par un coefficient cultural, K_c .

$$ET_c = K_c \times ET_0$$

Avec :

K_c : Représente le coefficient cultural, dépendant du type de la culture et de son stade de développement et des conditions climatiques qui règnent.

A partir de l'abaque N°3 des caractéristiques hydriques du sol et l'abaque N°4 des valeurs minimales et maximales de Z pour diverses cultures on tire la réserve utile et l'humidités pondérales (à la rétention H_{cc} , du flétrissement H_{pf}) selon la texture de sol.

Pour les sols argilo-limoneux

Pour l'arboriculture :

$RU = 190$ mm/m, on prend la profondeur d'enracinement de l'arboriculture 1,50m on trouve $RU = 285$ mm. Donc $RFU = 191,8$ mm

Pour la pomme de terre :

Enracinement de 0.5m on trouve une $RFU = 63.93$ mm

Tableau II.9 : Calcul du bilan hydrique pour la vigne

Mois	K_C	ET_0 (mm/jour)	ET_0 (mm/mois)	ETM (mm/mois)	P_{eff} (mm/mois)	RFU (mm/mois)	B_{net} (mm/mois)
J	0,2	2,16	64,8	12,96	53,38	106,996	0
F	0,25	3,49	97,72	24,43	56,14	135,946	0
M	0,25	5,12	158,72	39,68	47,60	152	0
A	0,3	5,51	165,53	49,659	43,53	149,941	0
M	0,5	7,2	223,2	111,6	34,32	81,871	0
J	0,7	8,91	267,3	187,11	4,71	0	182,4
J	0,8	9,75	302,25	241,8	1,90	0	239,9
A	0,8	9,03	279,93	223,944	3,47	0	220,474
S	0,65	6,79	203,7	132,405	18,60	0	113,805
O	0,5	4,5	139,5	69,75	35,70	0	34,05
N	0,35	1,00	30	10,5	49,66	25,2	0
D	0,2	2,02	62,62	12,524	57,62	62,336	0

On remarque que la période déficitaire s'étend sur 05mois (juin, juillet, août, septembre et Octobre), donc on calcule le besoin pour cette période.

Tableau II.10 : Calcul du bilan hydrique pour la pomme de terre

Mois	K_C	ET_0 (mm/jour)	ET_0 (mm/mois)	ETM (mm/mois)	P_{eff} (mm/mois)	RFU (mm/mois)	B_{net} (mm/mois)
J	0	2,16	64,8	0,00	53,38	17,13	0,00
F	0	3,49	97,72	0,00	56,14	63,93	0,00
M	0	5,12	158,72	0,00	47,60	63,93	0,00
A	0	5,51	165,53	0,00	43,53	63,93	0,00
M	0	7,2	223,2	0,00	34,32	63,93	0,00
J	0	8,91	267,3	0,00	4,71	0	0,00
J	0	9,75	302,25	0,00	1,90	4,71	0,00
A	0,5	9,03	279,93	139,97	3,47	0	136,50
S	0,85	6,79	203,7	173,15	18,60	0	154,55
O	1,02	4,5	139,5	142,29	35,70	0	106,59
N	0,85	1,00	30	25,50	49,66	10,2	0,00
D	0,75	2,02	62,62	46,97	57,62	12,89	0,00

On remarque que la période déficitaire s'étend sur 03mois (août, septembre et Octobre), donc on calcule le besoin pour cette période.

Tableau II.11 : Calcul du bilan hydrique pour le pêcher

Mois	K_C	ET_0 (mm/jour)	ET_0 (mm/mois)	ETM (mm/mois)	P_{eff} (mm/mois)	RFU (mm/mois)	B_{net} (mm/mois)
J	0,78	2,16	64,8	50,54	53,38	11,91	0
F	0,72	3,49	97,72	70,36	56,14	0,00	14,22
M	0,5	5,12	158,72	79,36	47,6	0	31,76
A	0,5	5,51	165,53	82,77	43,53	0	39,24
M	0,58	7,2	223,2	129,46	34,32	0	95,14
J	0,73	8,91	267,3	195,13	4,71	0	190,42
J	0,89	9,75	302,25	269,00	1,9	0	267,1
A	0,95	9,03	279,93	265,93	3,47	0	262,46
S	0,95	6,79	203,7	193,52	18,6	0	174,92
O	0,95	4,5	139,5	132,53	35,7	0	96,83
N	0,91	1,00	30	27,30	49,66	8,40	0
D	0,85	2,02	62,62	53,23	57,62	4,83	0

On remarque que la période déficitaire s'étend sur 09mois (février à juillet), donc on calcule le besoin pour cette période.

II.5.4.2.. Les Besoins mensuels totaux en eau des cultures pour les différents secteurs

Tableau II.12 : Les Besoins mensuels totaux en eau des cultures

besoin en eau totaux				
Cultures	Pêchers	Vigne	La pomme de terre	Besoins total
J	0	0	0,00	0
F	14,22	0	0,00	19,73
M	31,76	0	0,00	111,14
A	39,24	0	0,00	196,59
M	95,14	0	0,00	495,22
J	190,42	182,4	0,00	795,79
J	267,1	239,9	0,00	919,19
A	262,46	220,474	136,50	703,41
S	174,92	113,805	154,55	494,2
O	96,83	34,05	106,59	279,32
N	0	0	0,00	0
D	0	0	0,00	0



II.6. Calcul du débit spécifique

II.6.1. Débits spécifiques

Le but est de définir les débits nécessaires que le système d'irrigation doit véhiculer pour répondre à la demande en eau des cultures. Les débits spécifiques sont définis d'après les besoins en eau de chaque culture, évalués précédemment à partir de la répartition culturale. Ces débits spécifiques sont définis par la formule et permettront de déterminer les débits à la parcelle et à l'entête de l'entité d'étude.

$$q = \frac{B_m}{T * t * 0.36 * K} \text{ en (l / s / ha)}.$$

B_m : Besoins mensuels maximum net en m^3/ha .

T : Temps d'irrigation par jour $\approx 24h / j$.

t : Durée d'irrigation en jours = 31 jours.

K : Coefficient d'efficience globale du système d'irrigation $\approx 0,75$

Tableau II.13 : Débits spécifiques

Modèles	Mois de pointe	Besoin (mm/mois)	Débit de pointe (l/s/ha)
Pêchers	Juillet	267,1	1,31
Vigne	Juillet	239.9	1,18
La pomme de terre	Septembre	154,55	0,76

Le débit de pointe pris en considération pour le calcul hydraulique des canalisations est celui de la culture la plus exigeant **1.31 l/s/ha**, correspondant au mois de Juillet.

**Tableau II.14** : Les besoins totaux en m³

Les cultures	Besoins annuels (mm)	Superficies occupées (ha)	Besoins annuels (m ³)
Vigne	267,1	37.24	13186,727
Pêcher	239.9	28.17	6160,632
Pomme de terre	154,55	29.1	7348,8525
Le besoins annuels total		94.51	78913,497

II.6.2. Comparaison entre le volume de la retenue et les besoins des cultures:

Le volume d'eau stocké dans la retenue est d'environ **1000000 m³**, et le besoin total des secteurs est de **78913.497m³**. Donc on remarque que la retenue est capable de satisfaire les besoins de notre périmètre sans problème.

Conclusion

Cette étude a pour but principal de déterminer les besoins en eau des cultures ainsi que le volume nécessaire pour le mois de pointe et pour l'ensemble de l'année.

Ces derniers sont importants pour nous indiquer si la quantité d'eau est suffisante pour nos cultures. donc les calculs permettent de confirmer que le volume d'eau stocké au niveau du barrage est suffisant pour l'irrigation de notre périmètre.



II.7. Techniques d'irrigation utilisée :

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

Mais quel que soit l'origine de l'eau (cours d'eau naturel, nappe souterraine, eau de barrage), et son mode de transport (canaux, conduite sous pression), le problème qui se pose est comment répartir Cette eau sur le sol de façon que les plantes en tirent le maximum profit.

Selon le caractère de l'exécution de l'arrosage, on distingue :

II.7.a. Irrigation par aspersion : pulvériser de l'eau dans l'air et la laisser retomber en pluie sur les plantes et sur le sol, (cas de notre projet).

II.7.b. Irrigation de surface (par gravité): laisser couler l'eau à la surface, ou inonder le sol et le laisser saturer jusqu' à une certaine profondeur (submersion, par planches, à la raie).

II.7.c. Irrigation souterraine : élever la nappe d'eau par en dessous (dans les endroits où la nappe d'eau souterraine est peu profonde et contrôlable) de façon à ce que la rhizosphère soit humidifiée par capillarité.

II.7.d. Irrigation goutte à goutte : (cas de notre projet).

II.7.1 Choix de la technique d'irrigation convenable

Le choix de la technique la plus convenable repose sur l'analyse d'un ensemble de critères et contraintes à savoir:

- la topographie (pente de terrain, relief géométrie de la parcelle...etc.)
- la ressource en eau (quantité, qualité, débit et pression disponible).
- la nature des cultures.
- la nature du sol (perméabilité).
- les facteurs socioculturels.
- les facteurs économiques.
- la rentabilité de l'opération.

II.7.2. Mode d'arrosage:

Le mode d'arrosage qui nous intéresse dans notre étude est l'irrigation localisée (micro- irrigation ou goutte à goutte.).

II.7.3. L'irrigation localisée :

Sur le plan international différents termes sont utilisés pour désigner cette technique d'irrigation :

-micro-irrigation : terme choisi par la CIID (Téhéran 1976) en référence aux débits utilisés qui, contrairement aux deux autres techniques plus anciennes, aspersion et irrigation de surface, sont très faibles.

-irrigation goutte à goutte : terme utilisé par certains auteurs en référence à l'utilisation d'un type particulier de distributeur : le goutteur.

-irrigation localisée : terme choisi par l'Organisation mondiale pour l'alimentation et l'agriculture (FAO, OAA, 1976) en raison des apports d'eau effectués au voisinage immédiat des plantes. C'est ce terme que nous utiliserons par la suite.

L'irrigation localisée couvre en principe l'ensemble des techniques qui entraînent l'humidification d'une partie seulement du sol, mais ce terme s'applique plus particulièrement à celle qui n'apporte qu'au pied des plantes, dans la zone racinaire ; leurs caractéristiques essentielles sont des apports à faibles débits et petites doses fréquentes (système goutte à goutte, Bas-Rhône, par mini diffuseurs) et faibles doses d'engrais localisés dans la zone racinaire des cultures, au moyen d'organes de distribution (ou distributeurs) tels que ; goutteur, ajutages, tuyaux poreuxetc. qu'ils soient placés au-dessus ou en dessous de la surface du sol. Parmi leurs caractéristiques est que l'installation à la parcelle est entièrement fixe ; ce mode d'arrosage est bien adapté aux cultures pérennes cultivées en ligne, et en particulier toutes les cultures fruitières.



Figure II.3 : irrigation localisée



II.7.3.1. Avantages :

- Economie d'eau : l'eau est apportée directement et exclusivement au niveau des racines donc l'humidité au voisinage des racines restent élevée.
- Réduction des adventices (mauvaises herbes).
- Economie d'énergie : faible pression pour les goutteurs.
- Control de la fertilisation : dosage régulier en engrais.
- Possibilité d'automatisation.
- Installation fixe sur le terrain, donc très faible besoin de main d'œuvre.
- Meilleure utilisation des sols difficiles : les sols très lourds sont difficiles à irriguer par aspersion ; et les sols très légers ne peuvent être irrigués avec les techniques d'irrigations de surface.
- Exploitation plus facile : ne gêne en rien les autres opérations culturales "traitement, récolte".
- Protection sanitaire plus efficace sur les feuillages : les produits phytosanitaires ne sont pas lessivés par l'irrigation.
- La non sensibilité aux vents forts.

II.7.3.2. Inconvénients

- Coût globalement élevé qui fait réserver cette technique aux cultures à forte valeur ajoutée.
- Exige un haut degré de compétence à tous les niveaux : étude préliminaire agro pédologique, conception de l'installation, conduite des arrosages par l'irrigation.
- Nécessite une maintenance rigoureuse, en raison des risques liés à une éventuelle interruption des arrosages.
- Nécessite la filtration de l'eau d'irrigation.
- Fonctionne avec du matériel délicat à durée de vie relativement faible.
- Le développement racinaire des cultures est limité : les racines se concentrent dans la zone humidifiée.
- Contrôle difficile des goutteurs.

II.7.3.3. Schéma type d'un réseau d'irrigation en goutte à goutte

La figure représente le schéma d'une installation type d'irrigation à goutte à goutte; comme on le voit les éléments de cette installation sont:

- L'unité de pompage
- L'unité de tête ou de contrôle en tête

- Les canalisations principales et secondaires
- Les rampes
- Les goutteurs ou distributeurs

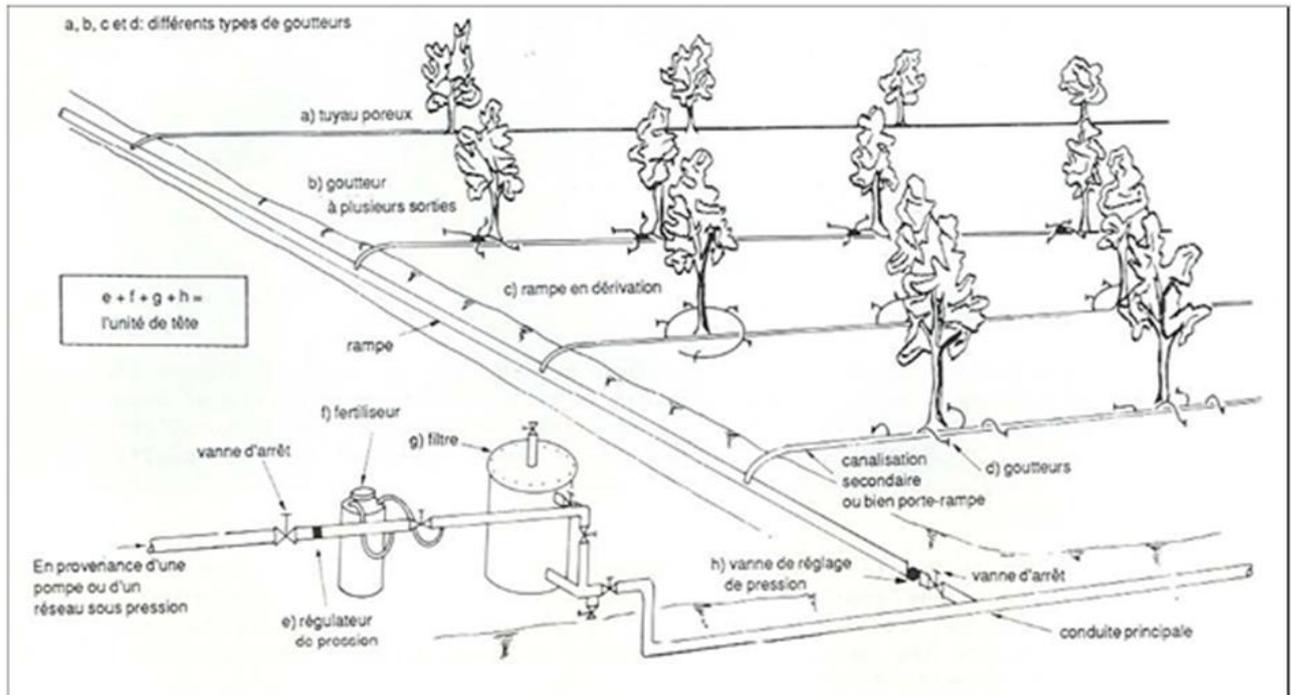


Figure. II.4 : Schéma type d'un réseau d'irrigation en goutte à goutte

Pour les autres méthodes nous avons :

II.7.4.L'irrigation par aspersion

L'irrigation par aspersion est un système d'arrosage qui consiste à distribuer l'eau sous forme de pluie artificielle sur le sol, grâce à l'utilisation d'appareil (dit asperseurs) alimentés en eau sous pression, Ce mode d'irrigation permet un dosage précis des apports d'eau, donc une économie d'eau.

Ici l'eau tombe naturellement sur le sol donc dans les mêmes conditions que les précipitations atmosphériques, et s'y infiltre compte tenu seulement de la perméabilité du sol.



Figure II.4 : irrigation par aspersion

II.7.4.1.Caractéristiques

Cette technique ne nécessite pas de nivellement de la surface irriguée et assure l'aération du sol. Elle exige une adaptation de la qualité microbiologique de l'eau, elle est pratiquée sur des parcelles à topographie irrégulière.

II.7.4.1.1Avantages

- Ne nécessite aucun aménagement préalable de la surface à irriguer.
- Augmentation du coefficient d'utilisation des terres.
- Permet une économie d'eau importante.
- Met à la disposition des exploitants des conditions d'arrosage très simples.
- Nécessite moins de main d'œuvre.
- Possibilité d'automatisation du système.
- Assure une forte oxygénation à l'eau.

II.7.4.1.2.Inconvénients

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

II.7.5. Irrigation gravitaire :

L'écoulement de l'eau se fait selon la pente naturelle du sol. S'il peut être fait appel à des ouvrages de type siphon, aucune force extérieure n'est utilisée pour amener l'eau aux endroits désirés. On retrouve là les techniques les plus anciennement mises en œuvre, sur l'ensemble de la planète, qu'il s'agisse de ruissellement ou de submersion (ou d'une combinaison de ces deux principes). Cette technique nécessite un gros volume d'eau par unité de surface



Figure II.6 : irrigation gravitaire

II.7.6. Irrigation par ruissellement

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

II.7.6.1 Les avantages

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

II.7.6.2 les inconvénients

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



II.7.7. Irrigation par submersion :

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

II.7.7.1. avantage

- Destruction des adventices
- Protégé contre le gel

II.7.7.2. inconvénients

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

II.7.8. l'irrigation par infiltration :

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

II.7.8.1. avantages

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

II.7.8.2. inconvénients

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

II.8. Choix des techniques d'arrosage :

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

II.8.1. Les contraintes naturelles :

Les conditions naturelles telles que le type de sol, la pente du terrain, le climat, la qualité de l'eau et sa disponibilité, jouent un rôle très important dans le choix adéquat d'une technique d'irrigation

II.8.1.1. L'évaporation

Notre zone d'étude est caractérisée par une évaporation élevée durant l'été, ce qui provoque une perte d'eau importante



II.8.1.2. le vent

Dans le cas du périmètre de BOUGARA, les vents sont très forts, ils ont des vitesses fréquentes, varient de 2.63 à 3.82 m/s.

II.8.1.3. Type de sol

La rétention en eau diffère suivant le type de sol, le taux d'infiltration et la capacité de rétention sont spécifiques à chaque sol, la connaissance des conditions d'humidité est importante. Les sols sableux sont caractérisés par une faible capacité de rétention et un taux d'infiltration élevé. Dans ces conditions, l'irrigation par aspersion ou au goutte à goutte est plus appropriée que l'irrigation de surface. Les sols argileux à faible taux d'infiltration offrent des conditions idéales à l'irrigation de surface. Quand le sol est hétérogène à l'intérieur d'un périmètre d'irrigation, l'irrigation par aspersion ou au goutte à goutte assure une meilleure uniformité de distribution que l'irrigation de surface.

II.8.1.4. La pente

La totalité du périmètre n'est pas accidenté et qui représente des pentes inférieure à 3% donc ne présente aucune contrainte particulière.

II.8.1.5. La ressource en eau

L'agriculteur doit s'assurer de sa disponibilité au moment voulu pour irriguer, car la connaissance de la quantité d'eau disponible en période de pointe permet de déterminer la superficie à irriguer, Et en qualité (bonne, médiocre ou mauvaise) pour savoir le niveau de traitement et de filtration nécessaires à son utilisation.

Facteurs conditionnant le choix de la méthode d'irrigation:

- La disponibilité de l'eau dans le temps, en débit et en pression,
- La qualité d'eau.

II.8.1.6. La disponibilité de l'eau

L'efficacité d'un réseau d'irrigation par aspersion ou au goutte à goutte est généralement supérieure à celle d'un réseau d'irrigation de surface; par conséquent ces deux méthodes sont préférables à l'irrigation de surface au cas où les ressources en eau sont limitées. Par ailleurs, il est bon de rappeler que l'efficacité d'irrigation dépend aussi bien des compétences de l'agriculteur que de la méthode utilisée.



II.8.1.7. La qualité de l'eau

Avec une eau chargée de sédiments, il est plus convenable d'utiliser la technique d'irrigation de surface que les autres techniques par aspersion ou au goutte à goutte. En effet, les sédiments peuvent provoquer l'obstruction des asperseurs ou des goutteurs. Dans le cas d'une eau saline, l'irrigation au goutte à goutte est particulièrement appropriée. En effet, comme l'eau est fournie aux pieds des plantations, la salinité du sol ne sera pas sérieusement affectée par l'irrigation à l'eau saline. Dans le cas d'une irrigation par aspersion par une eau saline ou par une eau usée épurée on risque la création de plusieurs problèmes à savoir :

La production d'aérosols ceux-ci dispersés par les vents, peuvent propager les germes pathogènes vers les voies de circulation et les habitations, contamination des feuillages

II.8.2 Les contraintes techniques

- Qualification de main d'œuvre
- Entretien du matériel

II.8.3. Contraintes agronomiques :

Ce sont des contraintes liées aux rapports sol / plante et eau / plante et aux risques sanitaire. La plus part des plantes sont sensibles à l'asphyxie du sol et à la stagnation de l'eau, qui peuvent favoriser le développement de certaines maladies. Les eaux d'irrigation peuvent aussi si elles sont concentrées en chlore et en sodium entrainer des risques sanitaires aux plantes.

En agronomie, on distingue deux grandes catégories de cultures :

- Cultures pérennes : l'arboriculture, luzerne
- Cultures non pérennes (saisonnnières)
- Cultures couvrantes : céréale, fourragères
- Cultures maraichères

II.8.3.1. Cultures pérennes :

Suivant les contraintes agronomiques citées ci-dessus les procédés d'irrigation qu'on peut adapter sont :

- L'irrigation gravitaire.
- L'aspersion
- L'irrigation localisée.



II.8.3.2. Cultures saisonnières :

Cultures couvrantes :

- L'irrigation gravitaire (par planche de ruissèlement ou par submersion).
- L'aspersion très adaptée

Cultures maraichères :

- L'irrigation de surface (par rigole, par planches ...)
- L'irrigation par aspersion.
- L'irrigation localisée.

Remarque

Les cultures choisies pour notre cas sont de type (arboriculture et cultures maraichères)

- Arboriculture : (Pécher, vigne)
- Cultures maraichères :(pomme de terre)

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pu calculer les besoins nécessaires pour chaque culture, et aussi le débit de point pour dimensionner notre réseau qui est de 1.31 l/s/h. Et nous avons aussi déterminé la technique d'irrigation à mettre en place dans notre zone d'étude qui es la méthode du goutte a goutte grâce à toutes les contraintes ainsi que les cultures choisies qui sont les cultures maraichères (pomme de terre) et l'arboriculture (vigne et pécher).



CHAPITRE III

LA SOURCE D'EAU



III.1.Introduction :

La ressource fondamentale d'eau sur Terre est la pluie, mais le manque de cette ressource en période sèche a poussé l'homme à chercher d'autres ressources (les eaux superficielles et souterraine), afin d'exploiter ces ressources pour l'irrigation il faut qu'elle réponde à certains paramètres qui déterminent sa qualité comme (salinité, alcalinité et dureté, sodium) , cette qualité de l'eau en vue de son utilisation dépend de son degré de toxicité , l'incidence sur les propriétés physiques de sol et exigences particulières de certaines cultures.

L'eau nécessaire à l'irrigation du périmètre de BOUGARA, provient du petit barrage de Sidi Hamouda.

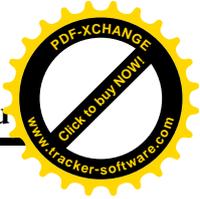
III.2.Les principales caractéristiques de la retenue du barrage

III.2.1.La retenue

- Capacité totale : 1 M m^3
- Capacité utile : 840000 m^3
- Cote maximale : 227 NGA
- Cote eaux mortes : 214.5 NGA

III.2.2.Le barrage

- Type de barrage : en béton
- Cote du pied de barrage : 200.85 NGA
- Cote crête du barrage : 229.8 NGA
- Largeur de la crête : 8m
- Fruit du talus amont : 1/3.5
- Fruit du talus aval : 1/2.5



III.4.2.2. Pour le coefficient d'adsorption du sodium S.A.R

Selon la concentration et le type d'ions présents dans l'eau, l'argile peut passer de l'état floculé à l'état dispersé. L'état dispersé se manifeste essentiellement en présence d'une faible concentration totale en sel et d'un pourcentage élevé de sodium; les terres deviennent compactes et asphyxiantes pour les plantes et la conductivité hydraulique du sol baisse fortement.

Pour apprécier le risque lié à une teneur relative excessive en sodium (risque alcalin), on compare la concentration en ions Na (facteur de dispersion) et celle en ions Ca et Mg qui eux sont des agents de floculation, au moyen du paramètre suivant:

$$S.A.R = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}} \quad \text{Avec : } Na^+, Ca^{++}, \text{ et } Mg^{++} \text{ en meq/l.}$$

Quatre classes de risques alcalins ont été définies:

S1 risque faible SAR < 10

S2 risque moyen 10 < SAR < 18

S3 risque élevé 18 < SAR < 26

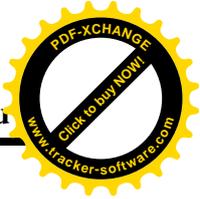
S4 risque très élevé SAR > 26

✓ •S1 :S.A.R<10

L'eau contenant une faible quantité de sodium, peut être utilisée pour l'irrigation de presque tous les sols sans qu'il y ait à craindre que des difficultés ne surgissent du point de vue alcalinisation.

✓ S2 :10<S.A.R<18

Les eaux contenant une faible quantité moyenne de sodium, peuvent présenter quelques difficultés dans les sols à texture fine, à moins qu'il n'y ait du gypse dans le sol, ces eaux peuvent être utilisées sur des sols à texture grossière ou sur des sols organiques qui absorbent bien l'eau.



✓ S3 : $18 < \text{S.A.R} < 26$

Les eaux contenant une quantité de sel élevée, peuvent provoquer des difficultés dans la plupart des sols et ne peuvent être employées qu'avec des précautions spéciales : bon drainage, lessivage important et addition de matières organiques. S'il y a une forte quantité de gypse dans le sol, il peut ne pas surgir de difficultés pendant quelques temps. S'il n'y pas de gypse, il faut ajouter un amendement chimique exerçant le même effet.

✓ S4 : $\text{S.A.R} > 26$

Les eaux contenant une quantité très élevée de sodium, sont généralement impropres à l'irrigation, sauf pour un degré de salinité moyen ou faible, lorsque l'usage de gypse ou amendements analogues permettent l'utilisation.

Nous avons dans notre cas $\text{SAR} = 6.26$ donc D'après cette classification l'eau du petit barrage de Sidi Hamouda est de classe S2, donc il y'a un faible risque d'alcalinité.

III.4.2.3. Interprétation des classes correspondant aux risques salins-risque alcalins

C1 S1 Eau de bonne qualité. Précautions avec les plantes sensibles.

C1 S2 Qualité moyenne à bonne A utilisé avec précaution dans les sols lourds mal

C2 S1 drainés et pour les plantes Sensibles (arbres fruitiers).

C2 S2 Qualité moyenne à médiocre. A utiliser avec précaution. Nécessité de drainage

C1 S3 avec doses de lessivage et/ou apports de gypse.

C3 S1

C1 S4 Qualité médiocre à mauvaise. Exclure les plantes sensibles et les sols lourds

C2 S3 Utilisable avec beaucoup de précautions dans les sols légers et bien drainés

C3 S2 avec doses de lessivage et/ou apports de gypse.

C4 S1

C2 S4 Qualité mauvaise. A n'utiliser, avec beaucoup de précautions, que dans

C4 S2 les sols légers et bien drainés et pour des plantes résistantes.

C3 S3 Risques élevés. Lessivage et apports de gypse indispensables.

C3 S4 Qualité très mauvaise. A n'utiliser que dans des circonstances exceptionnelles.

C4 S3

C4 S4 Eau déconseillée pour l'irrigation.

Dans notre cas le calcul du SAR a donné la valeur suivante

$$S.A.R = \frac{63}{\sqrt{\frac{126+76}{2}}} = 6.26$$

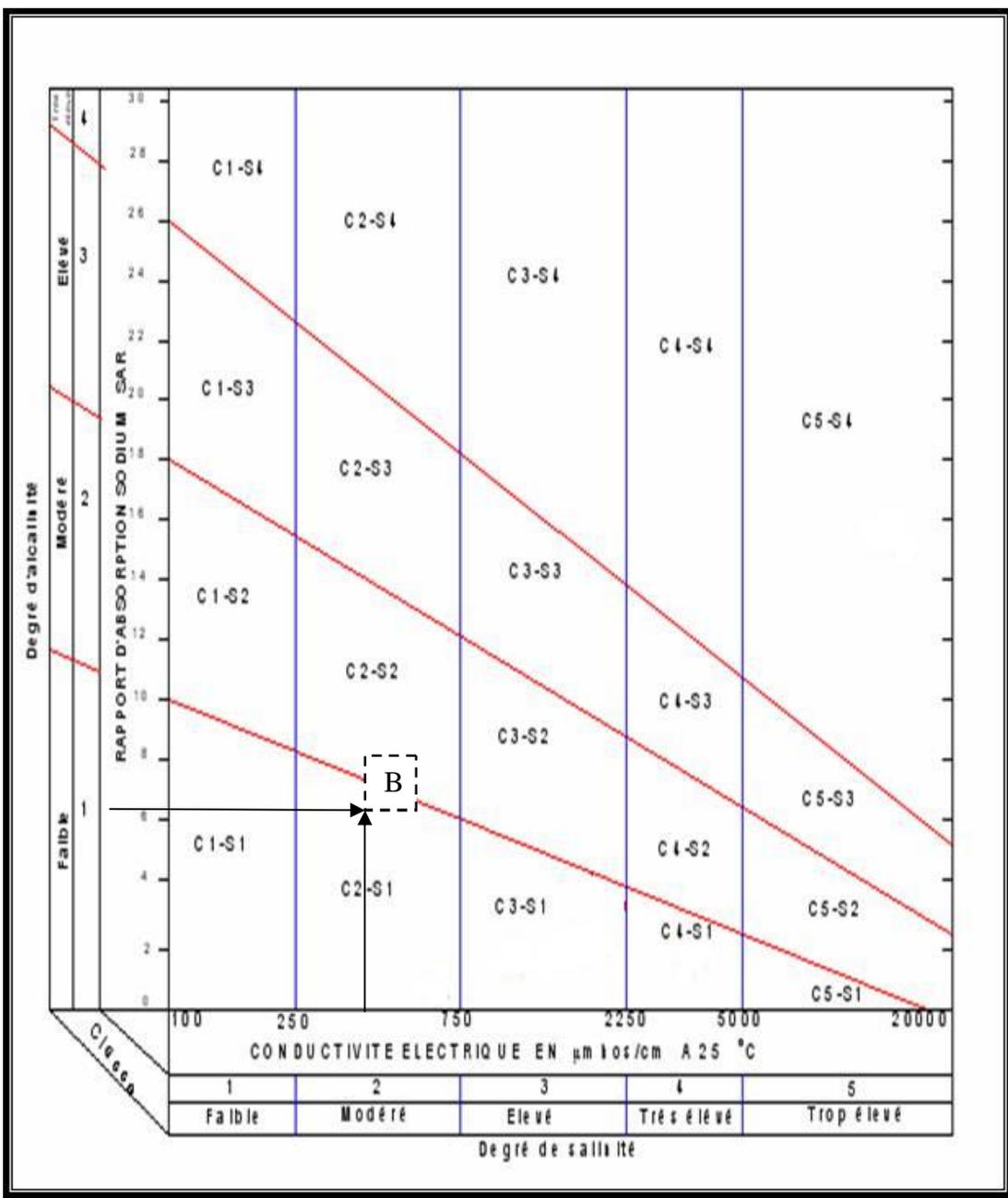
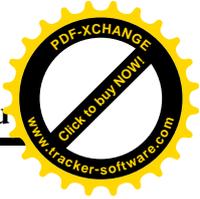


Figure III.1: Diagramme de classification des eaux d'irrigation

B : classe de l'eau du petit barrage de Sidi Hamouda



Conclusion

Après avoir déterminé le rapport d'adsorption de sodium, on constate que l'eau contient une faible quantité de sodium, ce qui veut dire que l'eau peut être utilisée à des fins agricoles presque a tous les sols sans qu'il y ait à craindre que des difficultés ne surgissent du point de vue alcalinisation, ainsi que nous avons la conductivité est de 0.65 mmho/cm pour cela on peut avancer que l'eau est de salinité moyenne , sa classification suivant le diagramme Riverside est C2S1 en effet cette eau peut être utilisée pour l'irrigation de notre périmètre.



CHAPITRE IV

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'IRRIGATION



Introduction

En se basant sur les données existantes, cette partie permet de faire le dimensionnement de notre réseau on doit donc envisager un choix minutieusement détaillé du mode d'irrigation et de la technique d'arrosage compatible avec les contraintes de la région d'étude. Dans ce chapitre on fera le dimensionnement du réseau d'irrigation localisé de la culture choisie (pêcher) dans la parcelle S5 du périmètre de Bougara, le principe c'est de voir comment répartir l'eau à l'intérieur de la parcelle, donc il faut dimensionner tous les diamètres des conduites ainsi que leurs longueurs et les débits qui constituent ce réseau.

IV.1. Projection du réseau localisé :

L'irrigation localisée, concerne les cultures en ligne, nous l'appliquons dans notre cas à la parcelle contenant des pêchers.

IV.2. Données générales

Le dimensionnement du réseau d'irrigation localisée de la parcelle S5 du périmètre nécessite des données de base comme la surface de la parcelle, le besoin journalier et le temps maximum journaliers de travail...etc.

Cultures : pêcher

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

Caractéristique de goutteur

- Débit nominale : 4l/h
- Pression nominale : 10mce
- Espacement des goutteurs 1m
- Le nombre de goutteurs par arbre 2

Besoin en eau journaliers de la culture à irriguer = **8,616 mm/j**

Temps maximum journalier de fonctionnement de l'installation est 20h

Surface de la parcelle S5 de notre périmètre = **11,84 ha.**

IV.3. Besoins des cultures en irrigation localisée :

IV.3.1. Influence du taux de couverture du sol

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



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

K_r dépend du taux de couverture du sol (C_s) par les plantes adultes et peut être calculé par diverses formules proposées ci-après.

IV.3.1.1.KELLER et KARMELI (1 974) :

$$K_r = \frac{C_s}{0,85}$$

IV.3.1.2.Freeman et garzoli :

$$K_r = C_s + 0,5(1 - C_s)$$

IV.3.1.3.Decroix (CTGREF) :

$$K_r = 0,1 + C_s$$

Pour notre cas on considère un taux de couverture égale à 65% (pour les arbres adultes) donc : $K_r = 0,76$ Selon Keller et Karmeli ;

$K_r = 0,82$ Selon Freeman et Garzoli ;

$K_r = 0,75$ Selon Decroix (CTGREF)

On prend le ($K_r = 0,80$)

$$B_{jl} = B_j \cdot K_r$$

$$B_{jl} = 8,616 \cdot 0,82 = 7.065 \text{ mm}$$

IV.2.2.Dose pratique

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

Tel que : H_{cc} : humidité à la capacité au champ.

H_{pf} : humidité au point de flétrissement.

Y : degré d'extraction de l'eau du sol.

Z : profondeur d'enracinement en (mm).

$$P\% = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r}$$

P : volume de sol humidifié.

n : Nombre de point de distribution par arbre.

S_{pd} : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre.

S_h : Largeur de la bande humidifiée.

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre.

S_a : Espacement des arbres sur les rangs.

**Tableau IV.1:** les données de calcul de la dose pratique

H _{cc} (%)	H _{pf} (%)	Y	Z (mm)	n	S _{pd} (m)	S _h (m)	S _r (m)	S _a (m)
27	13	2/3	1500	2	1	2	4	4

$$RU=190*1.5=285\text{mm}$$

$$RU=285\text{mm}$$

Le calcul de la réserve facilement utilisable dépend de la texture du sol c'est-à-dire sa capacité de rétention en eau. Puisque nous avons un sol limono-argileuse sa rétention en eau est importante, donc on prend ($Y=2/3$) comme un degré d'extraction de l'eau du sol.

$$RFU = \frac{2}{3} * 285 = 190\text{mm} \quad \text{et}$$

$$P\% = \frac{2 * 1 * 2}{4 * 4} \Rightarrow P\% = 25$$

$$\text{Donc } D_p = 190 * 0,25 = 47,5\text{mm}$$

$$D_p = 47,5\text{mm}$$

IV.2.3.Dose nette réelle

$$D_{réelle} = 47,5 * 0,9 = 42,75\text{mm}$$

IV.2.4.Dose brute

$$D_{brute} = \frac{D_r}{C_u * \text{eff}} = \frac{42.75}{0.9 * 0.9} = 52,77\text{mm}$$

C_u : coefficient d'uniformité C_u = 90%

Eff = efficacité du réseau d'irrigation Eff = 90%

IV.2.5.Fréquence des arrosages

$$Fr = \frac{\text{Dose nette}}{B_{jl}} = \frac{42.75}{7.06} = 6,05 = 7\text{jours}$$

IV.2.6.Durée d'arrosage

$$\Theta = \frac{D_b * S_a * S_r}{n * qg} = \frac{52.77 * 4 * 4}{2 * 4} = 105,54\text{heures}$$

IV.2.7.Durée d'arrosage journalier

$$D_j = \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr} = \frac{105.54}{7} = 15,07 = 15\text{ heures/jour}$$

**IV.2.8. Nombre de poste**

$$N = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}} = \frac{20}{15} = 1,33 = 2 \text{ postes}$$

Donc $N = 2$ postes

IV.2.9. Surface de la parcelle (poste)

$$S_p = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}} = \frac{11,82}{2} = 5,92 \text{ ha}$$

IV.3. Calcul hydrauliques :**IV.3. 1. Conditions hydrauliques**

La variation maximale du débit entre goutteur :

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

La variation maximale de la pression.

$q = K \cdot H^x$; $x = 0,5$ (caractéristique du goutteur).

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = n \cdot \frac{\Delta H}{H(n)} ; \text{ telle que :}$$

$q(g)$: débit nominal du goutteur ;

$H(n)$: pression nominale.

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

$$\Delta H(\text{max}) = \frac{1}{0,5} = 2 \text{ m.c.e.}$$

La répartition de la perte de charge est :

Perte de charge singulière : $p.c.s = 10\% \cdot \Delta H = 0,2 \text{ m}$

Perte de charge linéaire : $p.c.l = \Delta H - p.c.s = 1,8 \text{ m}$

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

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

**IV.3.2. Le débit**

$$Q_r = Q_g \cdot N_{g/r}$$

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

Avec :

- Q_r : Débit de rampe
- Q_g : Débit de goutteur
- $N_{g/r}$: Nombre des goutteurs par rampe
- N_r : Nombre des rampes
- Q_{pr} : Débit de porte rampe

IV.3. 2.1. Calcul pour le poste 01: $S_1=5,61$ ha

La longueur de la rampe : 252m

La longueur de la porte rampe : 100m

La longueur de la conduite secondaire : 218m

IV.3. 2.1.1. Le nombre d'arbres par rampe :

$$N_{\text{arbres}} = \frac{L_r}{E_r} = \frac{252}{4} = 63 \text{ arbres}$$

IV.3. 2.1.2. Nombre des goutteurs par rampe :

$$N_g = N_{\text{arbres}} \cdot n = 63 \cdot 2 = 126 \text{ goutteurs}$$

IV.3. 2.1.3. Le nombre des rampes :

$$N_{\text{rampe}} = \frac{L_{pr}}{E_r} = \frac{100}{4} + 1 = 26 \text{ rampes}$$

IV.3. 2.1.4. Débit de la rampe :

$$Q_r = N_g \cdot Q_g$$

$$Q_r = 126 \cdot 4 = 504 \text{ l/h}$$

IV.3. 2.1.5. Débit de la porte rampe :

$$Q_{Pr} = Q_r \cdot N_r = 504 \cdot 26 = 13104 \text{ l/h}$$

IV.3.2.1.6. Débit de la conduite secondaire

$$Q_{Cs1} = Q_{Pr} \cdot N_{Pr} = 13104 \cdot 2 = 26208 \text{ l/h}$$

**IV.3.2.2.Calcul pour le poste 02: $S_2=5,83$ ha**

La longueur de la porte rampe1 : 112m

La longueur de la porte rampe2 : 116m

La longueur de la conduite secondaire : 499m

La longueur de la rampe : 224m

IV.3. 2.1.1.Le nombre d'arbres par rampe :

$$N_{\text{arbres}} = \frac{L_r}{E_r} = \frac{224}{4} = 56 \text{ arbres}$$

IV.3. 2.2.2.Nombre des goutteurs par rampe :

$$N_g = N_{\text{arbres}} * n = 56 * 2 = 112 \text{ goutteurs}$$

IV.3. 2.2.3.Le nombre des rampes (1,2):

$$N_{\text{rampe1}} = \frac{L_{pr}}{E_r} = \frac{112}{4} + 1 = 29 \text{ rampes}$$

$$N_{\text{rampe2}} = \frac{116}{4} + 1 = 30 \text{ rampes}$$

IV.3. 2.2.4.Débit de la rampe :

$$Q_r = N_g * Q_g$$

$$Q_r = 112 * 4 = 448 \text{ l/h}$$

IV.3. 2.2.5.Débit de la porte rampe :

$$Q_{Pr1} = Q_r * N_{r1} = 448 * 29 = 12992 \text{ l/h}$$

$$Q_{Pr2} = Q_r * N_{r2} = 448 * 30 = 13440 \text{ l/h}$$

IV.3.2.2.6.Débit de la conduite secondaire

$$Q_{Cs1} = Q_{Pr1} + Q_{Pr2} = 26432 \text{ l/h}$$

**IV.3.3. Dimensionnement des différentes parties du réseau****IV.3.3.1. Le diamètre des rampes et les portes rampes**

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

On propose que les rampes en PEBD.

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

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

Avec :

- P.d.c (r) : La perte de charge dans la rampe
- Q(r) : Le débit de la rampe en l/h
- L(r) : La longueur de la rampe en m.
- $\varnothing_r (\text{cal})$: Le diamètre de rampes
- $\varnothing_{Pr} (\text{cal})$: Le diamètre de portes rampe
- L(pr) : longueur des portes rampes

IV.3.3.2. Perte de charge

Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation on applique la formule de "Tison"

$$i = \frac{0,478}{2,75} D^{-4,75} \cdot Q^{1,75} \text{ la perte de charge unitaire}$$

$$j = Li \text{ la perte de charge le long de la conduite en (m)}$$

Ou : L : la longueur de la conduite ; (m)

Q : débit (l/h)

D : diamètre intérieur de la canalisation (mm)



Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau

Tableau IV.2: calcul de D_{cal} de la rampe

Poste	surface (m2)	Lr (m)	Ng	Qr(l/h)	H(m)	Dcal (mm)	D n(mm)	Hcal(m)
1	56139	252	126	504	1,2	20.95	25	0.537
2	58350	224	112	448	1,2	19.57	20	1.12

La valeur de la perte de charge calculée est inférieure à 1.2 mce (la valeur maximale).

Tableau IV.3: calcul de D_{cal} du porte-rampe

poste	surface(m2)	Lpr(m)	Npr	Ng	Q pr(l/h)	H pr(m)	D cal (mm)	D n (mm)	H cal(m)	S (m ²)	V (m/s)
1	56139	100	2	126	13104	0.6	66.09	75	0.346	0,0044	0,8243
2	58350	112	1	112	12992	0.6	67.47	75	0.381	0,0044	0,8172
		116	1	112	13440	0.6	68.82	75	0.419	0,0044	0,8454

La valeur de la perte de charge calculée est inférieure à 0.6 mce (la valeur maximale).

IV.3.3.3. Diamètre des conduites qui assure un débit d'extrémité

Pour calculer le diamètre on doit fixer la vitesse d'écoulement (valeur optimale) d'environ 1.5 m/s tel que :

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

Q : débit de la conduite considérée

V : vitesse d'écoulement.



IV.3.3.3.1. Diamètre des conduites secondaires

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau

Tableau IV.4: calcul des diamètres des conduites secondaires

poste	L (m)	Q (m3/s)	Vsupposé(m/s)	Section(m2)	Dcal(mm)	Dn (mm)	Vcal(m/s)
1	218	0,00728	1,5	0,00485333	78.62	90	1,0991271
2	499	0,007342	1,5	0,00489481	78.96	90	1,1085214

On remarque que le diamètre 75mm vérifie la vitesse 1.5 m/s

IV.4. La pression d'eau à la borne d'irrigation

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

Tableau IV.5: les pertes de charge de la borne jusqu'au goutteur le plus défavorable

	La rampe	Porte rampe	Conduite secondaire
Longueur (m)	224	112	499
Diamètre (mm)	20	75	75
Débit (l/h)	448	12992	26432
Perte de charge(m)	1.12	0.381	2.47

A partir du tableau on peut déterminer la perte de charge totale entre la borne d'irrigation jusqu'au goutteur le plus défavorable, cette somme est égale à 3.97 m

Donc la pression demandée à la borne égale à la pression nominale plus la somme des pertes de charge.

$$P=10+3.97 =13.97 \text{ m}$$

IV.5. Le réseau de distribution

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre eux. L'eau est distribuée à partir de ce réseau qui doit être dimensionné de telle façon à assurer le débit maximal et la pression suffisante à chaque parcelle.

IV.5.1. Mode du tracé et implantation des bornes

Le réseau étant en effet destiné à amener l'eau en un certain nombre de points, il est préférable d'étudier d'abord les tracés des conduites et après on place les bornes.

La position de chaque borne résulte d'un compromis entre l'intérêt économique qu'il y a à limiter le nombre de bornes et le désir d'une utilisation facile par l'agriculteur.



En effet une forte densité améliore les conditions de travail des agriculteurs en diminuant les longueurs de canalisation mobile de surface, mais il en résulte une augmentation importante des frais d'installation du réseau fixe.

On admet généralement que l'implantation des bornes répond aux critères suivant :

- Pour les zones de petites et moyennes exploitations :
 - une prise par ilot d'exploitations.
 - quatre (04) prises maximum sur une même borne.
 - bornes implantées en limites d'ilots.
 - prend en considération la possibilité d'une modification de la structure foncière.
- pour les zones a grande exploitation.
 - La borne se situe au centre de la parcelle.
 - 4 prises sur les mêmes bornes.

IV.5.2. Rôle et fonction de la borne d'irrigation

La borne assure quatre fonctions :

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

IV.5.3. Les débits caractéristiques pour les différentes parcelles

Le dimensionnement du réseau de distribution nécessite la détermination des débits caractéristiques des différentes parcelles qui constituent le périmètre à étudier.

Le calcul des débits caractéristiques pour les différentes parcelles s'effectue a partir la formule suivante :

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

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

S : la superficie de la parcelle en (ha)



Les résultats de calcul sont donnés sous forme de tableau ci-après

Tableau IV.6 : Les débits caractéristiques pour les différentes parcelles du périmètre

Les parcelles	La surface (ha)	Le débit caractéristique (l/s)
S1	7.106	9,30886
S2	4.577	5,99587
S3	11.548	15,12788
S4	10.638	13,93578
S5	11.849	15,52219
S6	16.323	21,38313
S7	18.591	24,35421
S8	13.892	18,19852

IV.5.4. Dimensionnement du réseau de distribution

L'acheminement des eaux vers les différentes parcelles s'effectue par gravité à l'aide de conduites en PEHD, le secteur se compose de 8 parcelles.

Le Calcul a été fait à l'aide du logiciel Epanet dont la figure IV.1 représente la distribution des vitesses et des pressions.

Tableau IV.7: Caractéristiques des nœuds et bornes d'irrigation

ID Noeud	Demande Base M3H	Charge m	Pression m
Noeud 2	18,19	311,81	30,56
Noeud 3	24,35	291,84	13,12
Noeud 4	35,2	291,03	19,67
Noeud 5	1552	288,27	16,95
Noeud 6	15,12	288,15	48,61
Noeud 7	6	280,38	31,03
Noeud 8	9,3	279,24	38,35
Réservoir 1	Sans Valeur	314,00	2,00

Tableau IV.8: Caractéristiques des conduites de distribution

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit M3H	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau 1	70,14	630	1660,16	1,48	31,18
Tuyau 2	206,3	630	1641,97	1,46	96,84
Tuyau 3	27,23	630	1617,62	1,44	29,60
Tuyau 4	97,43	630	1582,42	1,41	28,33
Tuyau 5	201,41	315	30,42	0,11	0,60
Tuyau 6	151,64	125	15,30	0,35	51,21
Tuyau 7	60,15	125	9,30	0,21	18,94

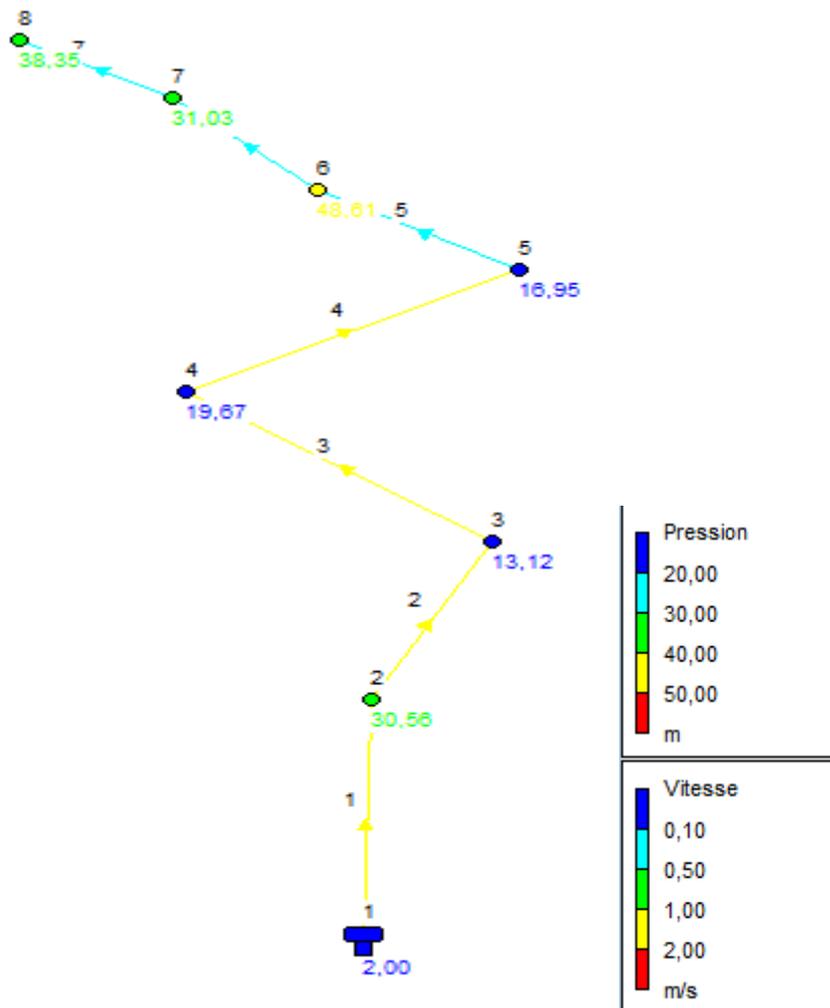


Figure IV. 1: Représentation du réseau de distribution avec pressions et vitesses.

D'après la figure (IV.1) on remarque que la répartition des pressions n'est pas régulière, pour les autres bornes qui ont une grande pression on propose de mettre des réducteurs de pression ou des bâches d'aspiration pour mieux contrôler la pression.



IV.6. Dimensionnement de la station de pompage

Dans cette partie de notre étude on va faire le dimensionnement de la station de pompage: Le choix des pompes, la définition des ouvrages et des appareillages, choix du mode de fonctionnement et la protection de l'installation.

IV.6.1 Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage

Un projet d'alimentation en eau d'irrigation de la 1ère élévation est constitué d'une prise d'eau, une station de pompage et un bassin d'irrigation.

Ces constructions se font suivantes des schémas types, de dispositions plus adéquates pour un tel type de conditions d'exploitation, la construction dépend aussi du relief, de l'environnement. Et pour ces raisons on prend en considération certains paramètres essentiels.

- Il ne faut jamais construire la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables
- Les lignes d'électricité doivent être placées le long de champ d'isolement des routes et des quartiers d'habitation
- Il faut prendre en considération la distance entre la station de pompage et les différents ouvrages urbains, une distance qui assure l'élimination des dangers provoqués par l'un au l'autre.
- Choisir le cheminement le plus court pour la conduite de refoulement pour réduire les pertes de charges ainsi que les travaux de terrassement.
- Construire la station de pompage en prenant en considération les normes internationales dans ce domaine.

La station de pompage doit être équipée de

- ✓ L'accès à tous les ouvrages
- ✓ Plateforme avec une très bonne qualité de béton
- ✓ Prévoir des moyens de dérivation des eaux pluviales, drainage par des caniveaux
- ✓ Faire un profil en long de l'emplacement de la prise d'eau et la conduite de refoulement.

IV.6.2 Détermination de la hauteur d'élévation calculée

A partir du calcul les besoins en eau on peut tirer le débit caractéristique (mois de pointe)

Avec une surface de 94.554 hectares (partie refoulement).



$$Q_{moy} = 123.86l / s = 0.12386 m^3 / s$$

$$Q_{moyh} = 445.9m^3/h$$

$$Q_{moyj} = 6688.5 m^3/j$$

IV.6.3 Type de bâtiment de la station

Le bâtiment de la station de pompage se construira pour abriter l'ensemble des installations suivantes :

- équipements hydrauliques, hydromécaniques, principaux et auxiliaires.
- appareillage électrique.
- locaux de personnel, etc. ...

Le type de bâtiment choisi devra en premier lieu satisfaire aux facteurs suivants :

- mode de raccordement prise d'eau – Station de refoulement but de la station de pompage (AEP, Assainissement ou Irrigation) les matériaux de construction et leur disponibilité

Conditions de (climat, relief, géologie, hydrogéologie...) de la région

L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires. On distingue donc les types bâtiments résultants de ces conditions, d'où on a :

- ✓ Bâtiments type Bloc
- ✓ Bâtiments type bache sèche
- ✓ Bâtiments type bache mouillée – pompe submersible
- ✓ Bâtiments type enterrée
- ✓ Bâtiments type semi enterrée

Vu les conditions géologiques et topographiques du site de la station, on opte pour un bâtiment type Bâtiments type bache sèche tel

Que la partie souterraine est constituée par :

- Bâche d'aspiration.
- Fosse des pompes.
- Chambre pour les vannes.

IV.6.2.1.Avantage du bâtiment:

- Installation des pompes est verticale à sec.
- Le cout de réalisation n'est pas très élevé.
- Facilité de la réalisation et de la maintenance

IV.6.3.1.Dimensions de la bache

IV.6.3.1.1.volume de la bache



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

$$Vt = Q * t$$

Vt : volume de la bache en (m³)

Q : débit total qui arrive à la station de pompage

t : temps de stockage des eaux dans la bache pendant l'arrêt des pompes, Pour notre projet on considère que la station de pompage fonctionne pendant 4h/jour

On fixe t = 4 heures

On aura donc :

$$Vt = 445.9 * 4 = 1783.6m^3$$

Le volume total de la bache sera : $V = 1783.6 m^3$

IV.6.3.1.2 surface de la bache

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

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

H : la hauteur de la bache en (m), on fixe cette hauteur à H = 4m

IV.6.3.1.3. Longueur et largeur de la bache

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

L : la longueur de la bache en (m)

B : la largeur de la bache

Tableau IV.9: Dimensions de la bache d'aspiration

Dimensions	la bache
Volume (m ³)	1443,6
Hauteur (m)	4
Surface (m ²)	445.9
Longueur (m)	23
Largeur (m)	20

Données de base :

- 1. Cote PHE bache d'aspiration : 263.5NGA
- 2. Cote PBE bache d'aspiration 259.5NGA
- 3. Débit pompé 123.86 l/s
- 4. Longueur Conduite de refoulement 286.72 m



$$5. \quad \nabla_{\max} = 308 \text{ m}$$

La hauteur géométrique maximale est ainsi de $308.5 - 259.5 = 49 \text{ m}$

La hauteur géométrique minimale est de $308.5 - 263.5 = 45 \text{ m}$

$$H_g^{\text{moy}} = (H_g^{\text{max}} + H_g^{\text{min}}) / 2$$

$$H_g^{\text{moy}} = 49 + 45 / 2 = 47 \text{ m}$$

La HMT est donnée par la formule suivante :

$$HMT = H_{\text{géo}} + \Sigma P_{\text{dc}} + P_{\text{exh}}$$

Où

$H_{\text{géo}}$: Hauteur géométrique

ΣP_{dc} : somme des pertes de charge linéaires et singulières.

P_{exh} : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur)

$$= (1,0 \div 1,5) \text{ m} ; \text{ On prend } P_{\text{exh}} = 1 \text{ m}$$

$$\Sigma P_{\text{dc}} = (1,15 \div 1,3) \Sigma h_p(\text{ref})^{\text{lin}} \quad (\text{pour } Q < 3 \text{ m}^3/\text{s})$$

et :

$$\text{Pour } L_{\text{ref}} = 1000 \text{ m on a } \Sigma h_p(\text{ref})^{\text{lin}} = 4 \text{ m}$$

Notre conduite de refoulement à une longueur de 286.72 m.

D'où:

$$h_p(\text{ref})^{\text{lin}} = \frac{286.72}{1000} * 4 = 1.146 \text{ m}$$

$$\Sigma h_p(\text{ref})^{\text{lin}} = 1.146 \text{ m}$$

$$\Sigma P_{\text{dc}} = 1,14 * 1.146 = 1.3 \text{ m}$$

La somme des pertes de charge est donc de $\Sigma P_{\text{dc}} = 1.3 \text{ mce}$.

La Hmt maximale est $HMT = 47 + 1.3 + 1 = 49.3 \text{ mce}$.



IV.6.4.Choix du nombre de pompes à axe horizontal multicellulaires

- pour n=1

Pour une seule pompe on a :

$$Q_{cal} = \frac{Q_{ista}}{n} = \frac{0.12386}{1} = 0,12386 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'autre part on a Hcal = 49.3m

D'où d'après le logiciel caprari on trouve que cette pompe à comme caractéristiques :

Type : MEC-AZRBH 2/125C

Diamètre d'aspiration Da =150mm

Diamètre de refoulement Dr =125 mm

Débit Q = 446.4 m³/h

Hauteur manométrique totale H =51.4 m

La vitesse de rotation n = 2900 tr/min

Puissance absorbée Pa = 90.9Kw.

NPSHr = 6.39 m

Le rendement η =71.4%

- pour n=3 :

Pour le nombre de pompes principales égales à 3 on a

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{0.12386}{3} = 0.0412 \text{ m}^3/\text{s} = 148.63 \text{ m}^3/\text{h}$$

D'après le logiciel caprari pump tutor, on trouve que cette pompe que nous avons choisi à comme caractéristiques

Type : MEC-A 5/100B

Diamètre d'aspiration Da = 125 mm

Diamètre de refoulement Dr = 100 mm

Débit Q = 148.63m³/h

Hauteur manométrique totale H = 54.1 m

La vitesse de rotation n = 1460 tr/min



Puissance absorbée $P_a = 29.8 \text{ Kw}$.

$NPSH_r = 2.59 \text{ m}$

Le rendement $\eta = 69.8\%$

• **Pour $n=5$:**

Pour le nombre de pompes principales égales à 5 on a

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{0.12386}{5} = 0.0247 \text{ m}^3/\text{s} = 89.18 \text{ m}^3/\text{h}$$

D'après le logiciel caprari pump tutor, on trouve que cette pompe que nous avons choisi à comme caractéristiques

Type : HV80 /1FG+30

Diamètre d'aspiration $D_a = 100 \text{ mm}$

Diamètre de refoulement $D_r = 80 \text{ mm}$

Débit $Q = 89.18 \text{ m}^3/\text{h}$

Hauteur manométrique totale $H = 56.9 \text{ m}$

La vitesse de rotation $n = 2900 \text{ tr}/\text{min}$

Puissance absorbée $P_a = 17.7 \text{ Kw}$.

$NPSH_r = 2.86 \text{ m}$

Le rendement $\eta = 71\%$

Et les résultats sont représentés dans le tableau suivant

Tableau IV.10 : Choix de la variante pour le nombre de pompes

N°	Q_{cal} (m^3/h)	H_{cal} (mce)	Pompe choisie	η (%)	n (tr/min)	P (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)
1	446.4	49.3	MEC-AZRBH 2/125C	71.4	2900	90.9	6.39
3	148.63	49.3	MEC-A 5/100B	69.8	2900	29.8	2.59
5	89.18	49.3	HV80 /1FG+30	71	2900	17.7	2.86

On remarque qu'on a de bonnes caractéristiques pour la variante N°2 donc on prend une installation de 3 pompes



IV.6.4.1. choix du nombre de pompes de secours

D'après le choix de nombre de pompes. On détermine le nombre de pompes de secours.

Les intervalles des nombres de pompes sont :

Si :

$N_p \leq 4 \rightarrow 1$ pompe de secours

$4 < N_p \leq 6 \rightarrow 2$ pompes de secours

$N_p \geq 6 \rightarrow 3$ pompes de secours

La variante choisie est 3 pompes à axe horizontal monocellulaires, avec une pompe de secours ayant les caractéristiques suivantes

Diamètre d'aspiration $D_a = 125$ mm

Diamètre de refoulement $D_r = 100$ mm

Débit $Q = 148.63 \text{ m}^3/\text{h}$

Hauteur manométrique totale $H = 54.1$ m

La vitesse de rotation $n = 1460$ tr/min

Puissance absorbée $P_a = 29.8 \text{ Kw}$.

$NPSH_r = 2.59$ m

Le rendement $\eta = 69.8\%$

IV.6.4.2. Choix du moteur électrique

D'après le catalogue des moteurs on trouve que notre moteur électrique a les caractéristiques suivantes :

Un moteur triphasé 50 Hz

Tension nominale 400V

Vitesse nominale $2900 \text{ tr}/\text{min}$

Nombre de pôles 4

Puissance nominale P_2 37KW

Courant nominale –A

Degré de protection IP55

Classe d'isolation F

IV.7. Détermination de la hauteur admissible d'aspiration

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

Nous avons :



$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp} \cdot V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

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

Donc :

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 3 \text{ m}$

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{3}{1000} \cdot 4 = 0,012 \text{ m}$$

Et :

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

$$\sum h_p^{asp} = 0,012 + 0,00156 = 0,01356 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 \cdot 0,0247}{3,14 \cdot (0,125)^2} = 2,013 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2g} = 0,206$$

$$\frac{P_v}{\varpi} = 0,183 \quad \text{\AA } 25^\circ \text{ c}$$

$$\frac{P_v}{\varpi} = 0,183$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,183 - 0,01356 - 0,206 - 2,59 - 0,5 = 6,85 \text{ m}$$

Il n'y a pas de risque de cavitation pour la pompe.

La cote d'aspiration sera donc :

$$\begin{aligned} \nabla_{asp} &= \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - 0,1 \\ &= 259,5 + 6,85 - 0,1 = 266,25 \text{ m} \end{aligned}$$

IV.8. Détermination du diamètre économique de refoulement

On doit déterminer les pertes de charge engendrées dans les canalisations. Connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (HMT) correspondantes à chaque diamètre

La hauteur géométrique $H_g = 47 \text{ m}$

**IV.9. Calcul des pertes de charge**

La formule de Darcy WEISBACH

$$\sum h_p = \frac{8 \lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5}$$

Où Q : est le débit moyenne de l'eau dans la section (m/s).

g : l'accélération de la pesanteur. (g = 9,81m/s²)

L : longueur de la conduite (m)

D : diamètre intérieur de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge). donné par la formule

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \times \ln(\varepsilon / \Phi)]^{-2}$$

Avec : L=910m

Où :

$$V = \frac{4Q}{\pi \cdot D^2} \quad \text{et} \quad 0,8 \leq V \leq 1,5$$

ε : coefficient de rugosité équivalente de la paroi

Dans notre projet on prend $\varepsilon = 0,001$

Φ : Diamètre de la conduite.

On a $F_{exp} = E_a \cdot e$

F_{exp} : frais d'exploitation

E_a : énergie consommée annuellement par l'installation de pompage en (Kwh) donnée par :

$$E_a = P_t \cdot 1 \cdot 365 \quad ; \quad P_t = n \cdot p$$

n = nombre de pompes en fonctionnement n = 3

p = puissance absorbée par l'installation de pompage, donnée par

$$\text{La formule suivante : } P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot HMT}{\eta_p} \quad (\text{Kw})$$

Q : le débit à refouler.

HMT : la hauteur manométrique totale.

η_p : Le Rendement de pompage (80%).

e : le tarif de l'énergie électrique. e = 4.13Kw/h (SONELGAZ).

Les résultats de calcul sont représenté dans le tableau ci-dessous

**Tableau IV.11.** Les frais d'exploitation

D (mm)	λ	□hp□(m)	HMT(m)	Pt (kw)	Ea (kwh)	Fexp (DA)
50	0,00916	10671,219	10719,219	48,84212	17827,37293	73627,05018
100	0,00820	298,439	346,439	1,57855	576,17109	2379,58660
150	0,00770	36,931	84,931	0,38699	141,25078	583,36574
200	0,00738	8,395	56,395	0,25696	93,79218	387,36171
250	0,00714	2,662	50,662	0,23084	84,25780	347,98473
300	0,00696	1,042	49,042	0,22346	81,56311	336,85564

D'après le tableau on a les frais d'exploitation minimal c'est qui un diamètre 200mm et 250mm et on a la vitesse pour le diamètre $D=200\text{mm} \rightarrow V = \frac{4 \cdot Q}{3.14 \cdot D^2} = 1.31 \text{ m/s} > 0.8$

Et pour le diamètre $D=250\text{mm} \rightarrow V = \frac{4 \cdot Q}{3.14 \cdot D^2} = 0.84$ donc $0.8 \leq V \leq 1.2$ on prendre le diamètre économique $D=250\text{mm}$

IV.10. Dimensionnement du réservoir de stockage

Pour assurer une irrigation en continue, et pour que le réseau de distribution soit alimenté par gravité, un réservoir de stockage s'avère inévitable,

Et pour le dimensionnement de ce dernier, on a les données suivantes :

Le besoin maximum journalier = 8.61mm/j

La fréquence d'arrosage = 7 j/mois

La durée d'arrosage = 15 h/j

La surface totale = 94.55ha

Le réservoir de stockage serait de forme circulaire et ses dimensions sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau IV.12. Les dimensions du réservoir de stockage.

Le besoin (m ³ /h)	Volume journalier Nécessaire (m ³)	Hauteur du réservoir (m)	Le rayon du réservoir (m)
445.9	6688.5	10	15



Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné tous les organes de réseau localisé projeté sur la parcelle S5 de notre périmètre, afin d'assurer son bon fonctionnement.

Cette étude a pour but principal de déterminer les besoins en eau des cultures ainsi le volume nécessaire pour le mois de pointe et pour l'ensemble de l'année est calculé.

Ces derniers sont importants à connaître, car ils peuvent nous indiquer si la quantité d'eau est suffisante ou pas. donc les calculs permettent de confirmer que le volume d'eau stocké au niveau de la retenue est suffisant pour l'irrigation de notre périmètre



CHAPITRE V

ESTIMATION DU COUT DE PROJET

**Généralité :**

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

V.1. Devis de réseau d'irrigation localisée.

Les globaux des pièces sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau V.1 : Factures pré forma des pièces du réseau d'irrigation localisée

Pièces	Unité de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
TubeØ20 PEBD	m/l	13216	29,61	391325,76
TubeØ25 PEBD	m/l	6552	36,28	237706,56
TubeØ75 PEHD	m/l	428	300,6	128656,8
TubeØ90 PEHD	m/l	717	359,09	257467,53
TubeØ250 PEHD	m/l	258	2 595,00	669510
TubeØ125 PEHD	m/l	532	680,13	361829,16
TubeØ315 PEHD	m/l	268	4093,67	1097103,56
TubeØ630 PEHD	m/l	1032	15738,79	16242431,3
Vanne Ø75	Un	6	4430	26580
Vanne Ø90	Un	7	4500	31500
Vanne Ø250	Un	1	5200	5200
Vanne Ø630	Un	2	7000	14000
Bouchon Ø20	Un	51	20	1020
Bouchon Ø25	Un	58	22	1276
Bouchon Ø75	Un	4	215	860
Bouchon Ø90	Un	2	300	600
Coude 90° Ø75	Un	1	2674,38	2674,38
Coude 120° Ø90	Un	1	3243,27	3243,27
TE égal	Un	1	769,28	769,28
Filtre	Un	1	15432,77	15432,77
Goutteur réglable	Un	12922	6,13	79211,86
Total 1				19568398,2

V.2. Factures pro-forma de station de pompage, conduite principale et réservoir**V.2.1. Calcul du volume de terrassement****V.2.1.1. Largeur du fond de la tranchée**

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

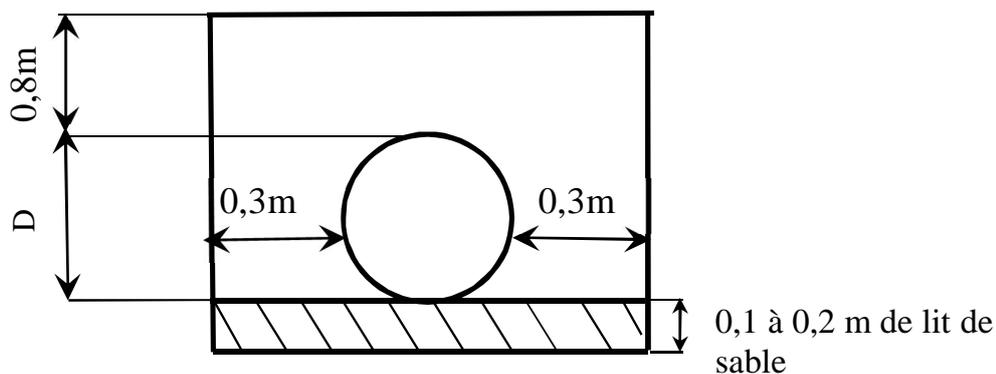
$$B = d + (0.5-1.2)$$

Avec : B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

V.2.1.2. profondeur de la tranchée

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



$$H = e + d + h \quad (\text{m})$$

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.

V.2.2. la conduite principale

V.2.2.1. Calcul du volume de déblai

La surface à calculer est la surface rectangulaire

$$S = B * H$$

$$B = d + (0.5 - 1.2)$$

$$\text{Donc : } B = 1 + \emptyset$$

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

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau V.2

Tableau V.2: calcul du volume de déblai

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	Largueur d'une tranchée b :(m)	Hauteur de La tranchée(m)	Volume de déblai (m ³)
630	1032	1,63	1.63	2741
315	268	1.315	1.315	463
125	532	1.125	1.125	673

Donc le volume total de déblai : $V_{\text{deblai}}=3878\text{m}^3$

V.2.2.2.Calcul du volume de lit de sable

Ce lit correspond à une couche de sable de 10cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, on calcule cette surface en utilisant la formule suivante

$$V = e \cdot b \cdot L$$

Tableau V.3: calcul du volume de sable

Hauteur (m)	Longueur(m)	Largeur(m)	Volume (m ³)
0,1	1032	1,63	168,216
0,1	268	1,315	35,242
0,1	532	1,125	59,85

Donc le volume total du lit de sable : $V_{\text{sable}}=263,308\text{m}^3$

V.2.2.3.Calcul du volume de remblai

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai, c'est le volume qu'occupe la conduite et le volume occupé par le lit de sable ;

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

V_r : Volume du remblai compacté (m³)

V_d : Volume du déblai (m³)

V_s : Volume du sable

V : Volume occupé par la conduite (m³) ; $V = L \cdot \left(\frac{\pi D^2}{4}\right)$

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite.



Dont les volumes des travaux pour la conduite sont représentés dans le tableau V-4.

Tableau V.4 : Calcul du volume de remblai

Diamètre (mm)	Déblai (m ³)	Conduite (m ³)	Sable (m ³)	Remblai (m ³)
630	2741	321,5	168,216	2251,284
315	463	20,8	35,242	406,958
125	673	6,5	59,85	606,65

Donc le volume total du remblai : $V_{\text{ramblai}}=3104.5\text{m}^3$

Les volumes de chaque opération sont représentés dans le tableau V-5

Tableau V.5 : Volumes des travaux de terrassement

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité
1	Déblai	m ³	3878
2	Lit de sable	m ³	263,308
3	Remblai	m ³	3264,892

V.2.3. Devis estimatif pour le terrassement, la station et le réservoir

Tableau V.6: Factures pro-forma terrassement, station de pompage et le réservoir.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
déblai en terrain	m ³	3878	300	1163400
lit de sable	m ³	263,308	800	210646,4
remblaiement de la tranchée	m ³	3264,892	200	652978,4
Station de pompage				
Pompes MEC-A 5/100B	U	4	1450000	5800000
Accessoire		1	250 000	250000
Réservoir	m ³	6688.5	2000	13377000
TOTAL 02				21454024,8



V.2.4. Devis estimatif total

Tableau V.7 : devis estimatif total

Total 01	19568398,2
Total 02	21454024,8
Somme	41022423

Les prix unitaires sont fournis par la STPM-CHIALI en toute taxe.

Les prix d'équipements déterminés d'après des marchés en Algérie.

Conclusion

D'après ce chapitre, on a pu déterminer le volume des travaux ainsi que leurs coûts.

Le calcul de ces volumes nous permettra de faire une bonne organisation des différentes tâches.



CHAPITRE VI

ORGANISATION DE CHANTIER ET EXPLOITATION DU SYSTEME D'IRRIGATION



VI.1.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.

VI.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 posés de différentes manières selon le lieu et les obstacles rencontrés 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



VI.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

Dans notre zone d'étude nous avons besoin de :

- pelle excavatrice pour le terrassement de la tranchée.
- Bulldozer ou un chargeur pour le remblayage.
- Camions pour le transport des tronçons des conduites.

Grue automotrice pour soulever, déplacer et déposer les tronçons des conduites

VI.3.1. Vérification, 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.

VI.3.2.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



VI.3.3. 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.

VI.3.4. 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.

VI.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.



VI.4. Nettoyage des conduites :

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

VI.5. Surveillance et entretien du réseau :

Détection des fuites d'eau :

les principales causes de fuites et qui doivent donc être évitées 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

VI.6. Exploitation du système d'irrigation :

Dans notre projet Exploitation du système d'irrigation se présente comme suit :

- Planification de l'utilisation de l'eau d'irrigation.
- Mesure d'exploitation et de répartition du système d'irrigation.
- Modernisation et amélioration du système en fonction de l'apparition de nouvelles techniques.
- Contrôle de l'état des terres irriguées.

VI.6.1. Objectif de l'exploitation :

L'exploitation d'un système d'irrigation doit :

- Assurer le bon fonctionnement des conduites et des ouvrages.
- Utiliser de façon complète et rationnelle des ressources hydrauliques.
- Assurer la réalisation des plans envisagés.
- Protéger les terres agricoles contre la submersion, la formation des marées, la salinisation, et la dégradation des sols par les eaux et les vents.



VI.6.2. Estimation de l'état hydro agricole des terres irriguées :

Le phénomène de formation des sols humides et sols salés et du à la mauvaise utilisation de l'eau d'irrigation.

La lutte contre ce phénomène, se présente sous deux aspects :

VI.6.3. Mesures d'amélioration technique :

- Réalisation d'un drainage pour les sols humides.
- Réalisation d'un drainage et lessivage pour les sols salés.

VI.6.4 Mesures d'exploitation :

Ils consistent à faire un inventaire détaillé des surfaces susceptibles d'être touchées par ces phénomènes et une surveillance permanente qui se résume dans :

- Mesure de la variation du niveau de la nappe.
- Mesure de la concentration des sels de la nappe.
- Mesure de la concentration des sels dans le sol.
- Une bonne utilisation de l'eau d'irrigation.

VI.6.5. Exploitation des ouvrages hydrauliques :

Les mesures à prendre, pour l'entretien des installations des systèmes d'irrigations sont :

- Gardiennage
- Mesures contre l'incendie.
- Les visites périodiques.
- Surveillance et maintenance des travaux

VI.6.6. Maintenance des ouvrages et équipement :

VI.6.6.1. Maintenance des premiers niveaux :

Pour les interventions courantes, les activités de maintenance de premiers niveaux sont généralement réalisés par les agents d'exploitation, proche des ouvrages dont ils ont la responsabilité, d'où une économie sensible en frais de personnel et déplacement, et une plus grande rapidité d'intervention.



VI.6.6.2.Maintenance spécialisé :

Pour les interventions de niveau supérieur, par nature plus complexe, les moyens sont nécessairement plus spécifiques. Dans notre projet la maintenance spécialisée des spécialités se présente de la manière suivante :

Les spécialités les plus courantes sont les suivantes :

- Génie civil
- Appareillages :
 - Mécaniques
 - Electriques
 - Electroniques



CHAPITRE VII

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL



VII.1.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.

VII.2.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 à savoir :

VII.2.1.Le facteur matériel qui concerne 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.



VII.2.2. Le facteur humain 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).

VII.3. 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.



Conclusion générale

Dans ce présent travail nous avons pu dimensionner notre réseau en prenant en compte les conditions naturelles et agricoles, En effet la climatologie de la région qui est classé en semi-aride et de la pédologie, ainsi on a conclu que la totalité de sol de la région d'étude est de type argilo-limoneux. Nous avons aussi tenu compte de la qualité de l'eau de notre petit barrage qui contient une faible quantité de sodium et salinité moyenne, ce qui veut dire qu'elle peut être utilisée pour l'irrigation de notre périmètre. Nous avons aussi pris en considération la technique appliquée qui est le goutte à goutte qui s'avère très rentable du point de vue efficience pour subvenir aux besoins des cultures. L'aspect économique demeure aussi un point essentiel car minimiser le tracé de ce réseau permet de faire des économies sur le coût du projet, pour cette raison, nous avons choisi le tracé le plus favorable à notre réseau de plus il a fallu dans la mesure du possible respecter l'emplacement de la station de pompage et du réservoir de stockage.

Le dimensionnement des organes du réseau localisé se fait en connaissant les débits spécifiques qui sont définis d'après les besoins en eau de chaque culture, évalués à partir de la répartition culturelle sur le périmètre. On a pu aussi déterminer le volume des travaux ainsi que leurs coûts faire une bonne organisation des différentes tâches.



BIBLIOGRAPHIE

[1] Wikipédia.

[2] Etude agro-pédologique de la Mitidja-Est zone : Meftah-Dar el Beida-Sidi Moussa, 1992.

[3] Manuel Perrier, 1977. L'évapotranspiration potentielle de référence (ET0)

-**MESSAHEL.MEKKI**, L'irrigation au goutte à goutte, Régime d'irrigation (O.P.U. ALGER 1986)

-**TOUAIBIA. B** : Manuel Pratique d'Hydrologie. Presses Madani Frères 2004.

-Cours d'irrigation de 4eme année 2012.

-**RNED-HA**: groupe de travail irrigation localisée, 1992 - irrigation localisée; choix et utilisation des équipements de micro-irrigation.



ANNEXE 1

Série de pluie de la station de Douar Makli

Année	sept	Octo	nov	dec	janv	fevr	Mars	avril	mai	juin	Juill	aout	annuel
1972	123	88,9	71,4	206,8	152,7	321	132,3	61,7	0	30,9	0	0	1188,6
1973	114	31,5	17,6	209,9	2,4	157,2	317,2	108,1	18,2	5,4	0,4	0	982,1
1974	21,2	216,5	128,6	2,1	31,8	47,4	112,4	56,4	65,3	28	0	0	709,7
1975	33,4	18,8	277,2	55,2	82,7	237,6	84,9	56,2	87,3	22,5	18,6	0	974,4
1976	36,8	107,1	61,5	142,3	48,9	9,9	50,6	89,1	51,9	3,2	0,8	10,5	612,6
1977	5,2	1,8	108,4	12	121,7	25,4	83,8	197,2	118,7	3,5	0	1,3	679
1978	12,6	142	53,5	27,5	63,9	174,5	140,9	33,1	15,3	2,5	0	0,4	666,2
1979	102	69,1	154,5	96,1	150	73,7	85,1	174,6	44,8	0,2	0	0,7	950,5
1980	0,7	19,2	86,3	241,4	28,3	64,3	62,8	71,5	25,8	2,8	0	19,4	622,5
1981	6,2	49,7	8,3	81,5	188,9	169,7	48,5	25,2	93,2	1,2	0,3	0,1	672,8
1982	45,7	93,2	157,4	83,4	0,3	55,9	61	1,2	5,7	0	5	4	512,8
1983	0	18,8	37,7	69,5	113,5	109,5	35,6	73,1	99,5	10	0	0	567,2
1984	16,2	194,8	26,4	126,7	88,3	52,7	185,3	38,4	153,1	1,4	0,3	0	883,6
1985	37,3	38,6	88,6	57,3	77	61,1	199,8	24,5	2,1	19,8	36,8	0	642,9
1986	70,2	21,3	82,8	202,2	108,1	173,7	49,3	0	14,8	18,2	0	1,1	741,7
1987	33	47	130,3	34,7	37,5	59,4	74	40,5	45,4	11,9	0	0	513,7
1988	71,5	10,9	36	277,2	12,4	20,8	48,5	130,2	18	18,9	2,2	0	646,6
1989	6,2	18,2	47,9	7,4	51,1	0	66,1	53,9	135,4	2,1	30,1	0	418,4
1990	0,8	44,6	30,5	106,3	96,2	127,4	95,4	23,8	33	0,6	0	0	558,6
1991	4,9	179,1	9,7	4,6	213,7	27,2	117,3	141,8	105,4	20,5	3,7	0	827,9
1992	9,5	72,4	111,3	113,8	36,6	50	24,4	82,4	89,5	0	0,2	0	590,1
1993	19,9	28,6	107	78,5	152,7	73,5	0,3	96,6	0,4	0	0,1	0	557,6
1994	9,5	102,2	39,4	61,9	230,5	61,8	133,5	16,8	1,3	16,4	0	14	687,3
1995	16,3	30,3	39,1	22,5	99,5	182,7	31,3	231,2	40,3	13,1	2,4	0,1	708,8
1996	52,2	38,5	4	9,7	14,8	23,1	6,7	86,6	19,5	2	1,6	16,1	274,8
1997	31,6	68,3	119,6	94,1	36,7	50,8	53,8	90,1	173,2	0	0	13,8	732
1998	18,5	30,2	125,6	62	156	108	76,7	13,3	2,4	5,6	0	1,7	600
1999	21,2	21,1	89,7	188	10,8	1,5	22,6	34,7	34,1	0,3	2,4	0	426,4
2000	3,7	36,8	72,7	38,9	154,5	59,4	1,3	42,3	17,8	0	0	1	428,4
2001	14,6	9,7	48,8	53,4	37,4	16,4	50,1	37,6	23,3	0,5	6,4	46,4	344,6
2002	30,9	42,9	159,3	169,1	199,9	147,1	22,4	121,5	41,7	15,8	1,2	2,5	954,3
2003	54,3	32,5	59,5	129,1	90,9	48	65,3	70,6	116,8	3,4	8,4	0	678,8
2004	11,5	40,1	85,5	119,4	94,5	134,3	46,8	34,1	6,9	0	0	0,9	574
2005	26,2	50,8	66,3	96,2	174,8	102	21,4	7,1	98,6	0,6	0	1,9	645,9
2006	14,1	22,6	32,4	179,6	3,8	80,1	172,1	104,6	6,7	0,8	3,4	6,4	626,6
2007	53,1	129,7	112,4	52,3	9,3	40,5	41,2	23,1	80,6	1,5	3,1	0	546,8
2008	17,8	26,4	123,1	99,9	125,4	10,4	54,3	77	37,6	0,2	0	0,4	572,5
2009	70,3	7,3	51,9	88,9	54,4	57,3	92,1	25,9	24,5	1,4	0	16,4	490,4
2010	6,9	58,9	110,1	60	52,2	165,3	20,4	118,8	118,4	49,5	0	1,5	762
2011	19,6	82	78,5	68,6	48	240,7	122	112,4	15,9	0,2	0	40,8	828,7
2012	4,6	50,4	77,6	31,9	125,3	141,5	81	90	217,7	1,2	0	31,1	852,3



ANNEXE 2

Valeurs minimales et maximales de Z pour diverses cultures

Cultures	Z m
Tomates	1 - 1,2
Cultures maraîchers	0,3 - 0,6
Agrumes	1 - 1,2
Arbres fruitiers à feuilles caduques	1 - 2
Vigne	1 - 3

ANNEXE 3

Caractéristiques hydriques de quelques sols

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



ANNEXE 4

UNITE TUBE

GAMME DE PRIX
TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)
Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06

Code	Diam. Ext. mm	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
	Ø20	-			PE80
13003	Ø25	-	36,28	42,45	PE80
13006	Ø32	-	48,35	58,57	PE80
13009	Ø40	2.0	64,6	76,58	PE80
13012	Ø50	2.4	98,25	114,95	PE80
13015	Ø63	3.0	160,25	187,49	PE80
13018	Ø75	3.6	225,21	263,49	PE80
13022	Ø90	4.3	296,03	346,35	PE100
13025	Ø110	4.0	357,86	418,70	PE100
13040	Ø125	-	473,08	553,60	PE100
13030	Ø160	5.8	770,85	901,89	PE100
13044	Ø200	7.2	1 163,39	1 361,17	PE100
3098	Ø250	9.1	1 850,00	2 281,5	PE100
3042	Ø315	11.4	3 080,00	3 603,6	PE100
3039	Ø400	14.5	5 134,24	6 007,06	PE100
3061	Ø500	19.1	6 938,13	8 117,61	PE100
3032	Ø630	24.1	12 682,50	14 839,53	PE100

TUBES PEHD : PN 10

Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
P3513000	Ø20		29,07	34,01	PE80
P3513004	Ø25	2.5	36,28	44,79	PE80
P3513007	Ø32	2.5	55,48	64,81	PE80
P3513010	Ø40	3.0	84,10	98,40	PE80
P3513013	Ø50	3.7	135,28	158,25	PE80
P3513016	Ø63	4.7	209,69	245,34	PE80
P3513019	Ø75	5.6	300,60	351,59	PE80
P3513023	Ø90	5.4	359,09	420,14	PE100
P3513026	Ø110	6.6	540,50	632,39	PE100
P3513028	Ø125	7.4	660,13	772,35	PE100
P3513031	Ø160	9.5	1 142,25	1 336,43	PE100
P3513033	Ø200	11.9	1 660,34	1 931,45	PE100
P3513035	Ø250	14.8	2 595,00	3 036,15	PE100
P3513041	Ø315	18.7	4 093,57	4 789,47	PE100
P3513038	Ø400	23.7	6 898,74	7 837,53	PE100
P3513045	Ø500	29.7	10 152,51	11 875,44	PE100
P3513048	Ø630	37.4	16 738,79	18 414,38	PE100

TUBES PEHD : PN 16

Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
001	Ø20	2.3	32,18	37,66	PE80
003	Ø25	2.8	50,85	59,48	PE80
006	Ø32	3.6	78,51	91,88	PE80
011	Ø40	4.5	120,85	141,51	PE80
014	Ø50	5.6	180,28	220,29	PE80
017	Ø63	7.1	297,95	348,60	PE80
019	Ø75	8.4	407,8	477,13	PE80
04	Ø90	8.2	510,71	597,53	PE100
07	Ø110	10.0	787,19	885,91	PE100
9	Ø125	11.4	967,80	1 132,44	PE100
2	Ø160	14.6	1 680,00	1 828,20	PE100
4	Ø200	18.2	2 472,00	2 892,24	PE100
6	Ø250	22.7	3 815,00	4 463,66	PE100
8	Ø315	28.6	5 850,00	6 844,50	PE100
1	Ø400	36.3	9 320,00	10 904,40	PE100
1	Ø500	45.4	14 911,00	17 445,87	PE100
1	Ø630	57.2	23 123,50	27 054,50	PE100

TUBES PEHD : PN 20

Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
P3513101	Ø20	2.3	38,01	44,47	PE100
P3513102	Ø25	3.0	53,29	62,35	PE100
P3513103	Ø32	3.6	82,22	96,20	PE100
P3513104	Ø40	4.5	128,15	149,94	PE100
P3513105	Ø50	5.6	200,7	234,82	PE100
P3513106	Ø63	7.1	338,73	398,31	PE100
P3513107	Ø75	8.4	447,35	523,40	PE100
P3513108	Ø90	10.1	627,09	733,70	PE100
P3513109	Ø110	12.3	848,86	1 110,17	PE100
P3513110	Ø125	14.0	1 202,75	1 407,22	PE100
P3513111	Ø160	17.9	1 947,69	2 273,68	PE100
P3513112	Ø200	22.4	3 121,70	3 652,39	PE100
P3513113	Ø250	27.9	4 848,33	5 670,21	PE100
P3513114	Ø315	35.2	7 585,88	8 875,48	PE100
P3513115	Ø400	44.7	12 110,03	14 168,74	PE100
P3513116	Ø500	55.8	19 063,81	22 304,66	PE100
	Ø630				PE100

Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Courbes (Rookaux) de 100 ML.
Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ML.
Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 66 ML.

SARL K-PLAST
Transformation de Plastique