

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

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

Étude du périmètre d'irrigation Zit Emba, secteur 01(zone Sud) d'une superficie de 320 ha, Wilaya de Skikda

Présenté par

MEDJEKDOUD Selma

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
MEDDI Mohamed	Professeur	Président
SAADOUNE Samra	M.C.B	Examinatrice
MEDJDOUB Sonia	M.A.A	Examinatrice
KOLAI Djaffer	Assistant	Examineur
AZIEZ Ouahiba	M.A.A	Promotrice

Juin 2018

Remerciements

Je remercie Dieu qui m'a donné le courage d'achever ce modeste travail.

*Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apporté un soutien pour
l'élaboration de ce mémoire de fin d'études.*

*Mes plus vifs remerciements vont à ma promotrice Mme AZIEZ OUAHIBA et
mon enseignant Mr BENKACI pour leurs efforts afin de mener ce travail à
terme.*

*Je remercie également le président et les membres du jury qui me feront
l'honneur de juger mon travail.*

*Je tiens à présenter par l'occasion mes respects à tous les enseignants qui ont
contribué à ma formation.*

*Je tiens ensuite à remercier ma MERE et mes SCEURS et SOFIANE pour le
soutien inconditionnel dont ils ont fait preuve depuis que mon projet
professionnel est défini. Merci pour le soutien financier, moral, psychologique et
matériel. Si je suis ici aujourd'hui, c'est grâce à vous!*

Enfin, à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin je leurs dis MERCI.

Selma MEDJEKDOUD

Dédicace

Je dédie ce travail ...

A la mémoire de mon très cher père

*A celui qui m'a aidé à découvrir le « savoir » le trésor
inépuisable.*

*De tous les pères, tu as été le meilleur au monde, tu as su
m'entourer d'attention, m'inculquer les valeurs nobles de la vie,
tu m'as appris le sens de l'honnêteté et de la responsabilité.*

Que dieu t'accueille dans son vaste paradis.

Papa

*Un mot si beau que l'on ne devrait jamais devoir cesser de crier
Un mot si pur mais qui à prononcer pour moi ce jour est très dur
J'ai soudain si froid, je pense que je n'entendrais plus ta voix parler
Tu t'en es allé vers la lumière et ne reviendras plus de ce côté du mur
Mes tu resteras a jamais dans mes pensées et mes souvenir*

Je t'aime papa

A ma très chère mère

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma
considération pour les sacrifices que tu as consenti pour mon instruction et mon
bien être.*

*Je te remercie pour tout le soutien et l'amour que tu m'as apporté depuis mon
enfance et j'espère que ta bénédiction m'accompagne toujours.*

*Que ce modeste travail soit l'exaucement de tes vœux tant formulés, le fruit de
tes innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.*

*Puisse Dieu, le Très Haut, t'accorder santé, bonheur et longue
vie et faire en sorte que jamais je te déçoive*

Je t'aime maman

A mes chères sœurs

A mon cher Sofiane

A Toute ma famille, grande et petite

*A Touts mes amis et Tous les étudiants de ma promotion
Enfin, à tous ceux qui me connaissent et m'aiment*

Selma MEDJEKDOUD

ملخص:

الهدف من إنجاز هذه المذكرة هو تحديد أبعاد شبكة تزويد وتوزيع المياه على مستوى المنطقة الزراعية "زيت العنبي" الواقعة في ولاية سكيكدة، التي تمتد على مساحة قدرها 320 هكتارا انطلاقا من سد " زيت العنبي ". يعد تقييم الاحتياجات المائية للمحاصيل أساس تصميم شبكة ري مناسبة، لهذا أجرينا دراسة تفصيلية للمنطقة من حيث المناخ ونوعية التربة إضافة إلى الموارد المائية. تعتبر الزراعة ، بطبيعتها ، أهم مستخدم للموارد المائية ، وفي هذا المجال يمكن تحقيق أكبر اقتصاد للمياه باستخدام تقنيات وعمليات ري أكثر كفاءة مثل: الري بالتقطير والرش اللواتي استخدمتا في هذه الدراسة.

Résumé :

Le présent mémoire a pour but, la projection d'un réseau d'irrigation à travers le périmètre de Zit Emba situé dans la wilaya de Skikda qui s'étend sur une superficie de 320 ha et qui est irrigué, à partir du barrage de Zit Emba. L'estimation des besoins en eau des cultures constitue la base de la conception d'un réseau d'irrigation adéquat, pour cela une étude détaillée de la région (climatologique, pédologique et ressources en eau) a été faite. L'agriculture est, par nature, l'utilisateur le plus important de ressources en eau, et c'est dans ce domaine que les économies les plus importantes peuvent sans doute être obtenues en utilisant des technologies et des procédés d'irrigation plus efficaces tels que le goutte à goutte et l'asperseur qui ont été utilisés dans cette étude.

Abstract :

The aim of this study is to project an irrigation network across Zit Emba dam, for the agricultural perimeter of Zit Emba, city of Skikda, that extends over a surface of 380 ha. The estimation of water requirements is a basic element for any irrigation system sizing. For this a general and detailed study of the area has been made concerning: climate, soil nature and water resources. Agriculture is the most important consumer of water resources in which the greatest water savings can be achieved by using more efficient irrigation technologies such as: the drip irrigation and spray irrigation, which were used in this study.

Table des matieres

Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUD

I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation de la Wilaya de Skikda.....	2
I.2.1 Situation géographique.....	2
I.2.2 Situation démographique.....	2
I.3 Présentation de la zone d'étude	3
I.3.1 Périmètre de Zit Emba	3
I.3.2 Relief et géomorphologie	4
I.3.3 Contexte géologique	5
I.3.4 Réseau hydrographique	6
I.3.5 L'hydrogéologie.....	7
I.3.6 Conditions climatiques	9
I.3.6.1 Pluviométrie.....	9
I.3.6.2 Températures de l'air.....	10
I.3.6.3 Humidité de l'air	11
I.3.6.4 Le vent.....	12
I.3.6.5 L'insolation.....	13
I.3.6.6 L'évapotranspiration	14
I.3.6.7 Siroco.....	15
I.4. Indices Agro-météorologiques	16
I.5 Etude socio-économique	19
I.6 Conclusion	22

CHAPITRE II : RESSOURCES EN SOL –RESSOURCES EN EAU ET HYDROLOGIE

II.1 Ressources en sol.....	23
II.1.1. Introduction.....	23
II.1.3. La classification des sols	24
II.1.3.1. Les sols peu évolués.....	24
II.1.3.2. Les vertisols.....	24
II.1.3.3. Les sols calcimagnésiques.....	24
II.1.3.4. Les sols à sesquioxyde de fer et de manganèse	24
II.1.3.5. Catégorie de sols	25
II.1.4. L'actualisation de l'étude hydrodynamique	26
II.1.4.1. La perméabilité du sol.....	26
II.1.4.2. La densité apparente et la densité réelle.....	27
II.1.4.3. La porosité.....	28
II.1.4.4. La réserve facilement utilisable	28

II.1.5. L'aptitude culturale.....	28
II.1.6 Etude foncière.....	30
II.2. Ressources en eau.....	34
II.2.1 Analyse hydrologique	34
II.2.2 Etude de la qualité de l'eau d'irrigation	35
II.2.3. Classification des eaux pour l'irrigation	36
La Conductivité électrique (CE)	36
Le SAR ou risque d'alcalinité.....	37
Classification de l'eau d'irrigation selon l'U.S.S. L (1954)	39
Qualités physiques	40
II.2.4. Oued Kebir.....	40
II.2. 5. Les eaux souterraines	42
II.2.6. Conclusion.....	43
II.3. Hydrologie	44
III.3.1 Traitement des données pluviométriques	44
II.3.1.1 Présentation de la série pluviométrique.....	44
II.3.1.2 L'homogénéité de la série pluviométrique	46
II.3.1.3 Ajustement statistique des pluies	52
II.3.4 Test d'adéquation a une loi	56
II.3.5 Détermination de l'année de calcul	58
II.4. Conclusion	59

CHAPITRE III : BESOINS EN EAU DES CULTURES

III.1 Introduction	60
III.2 Besoins en eau des cultures	60
III.2.1 Calcul de l'évapotranspiration	60
III.2.2 Calcul de l'évapotranspiration potentielle de référence (ET _o)	60
III.2.3 Calcul de l'évapotranspiration maximale ETM.....	62
III.2.4 Coefficients culturaux (K _c).....	63
III.3 Besoins en eau d'irrigation	63
III.3.1 Calcul de la pluie efficace	64
III.3.2 Choix des cultures	65
III.3.3 Cycle végétatif des cultures	68
III.4 Calcul des besoins en eau des cultures.....	68
III.4.1 Calcul du débit spécifique	79
III.4.2. Évaluation du débit caractéristique.....	79
III.4.3 Estimation des volumes d'eau d'irrigation	80
III.5. Conclusion.....	81

CHAPITRE IV : ETUDE DU SYSTEME D'ADDUCTION

IV.1 Introduction	82
IV.2 Alimentation en eau du périmètre.....	82
IV.3 Organisation du périmètre	82
V.3.1 Ilots et bornes d'irrigation.....	82
IV.3.2 Rôle et fonction de la borne d'irrigation.....	82
IV.3.3. Implantation des bornes	83
IV.3.4. Calcul du débit aux bornes.....	83
IV.3.5 Choix du diamètre et du type des bornes	84
IV.4. Description de l'aménagement du périmètre	85
IV.4.1 Schéma général et fonctions du réseau :.....	85
IV.4.2 Choix de la variante d'aménagement	86
IV.5 Calculs hydrauliques du système d'adduction.....	86
IV.5.1 Etude du système de pompage	87
IV.5.1.1. Choix de l'emplacement de la station de pompage	87
IV.5.1.2. Choix du type de pompe	88
IV.5.1.3. Choix de type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP)	88
IV.5.1.4. Choix du moteur électrique.....	97
IV.5.1.5. Bâtiment de la station de pompage.....	98
IV.5.1.5.4.Dimensionnement de bâtiment de station pompage.....	99
IV.5.1.5.5. Le réservoir	101
IV.5.1.5.6. Dimensionnement du réservoir.....	102
IV.5.3 La desserte gravitaire :.....	104
IV.5.3.1 Tracé du réseau de distribution :	104
IV.5.3.2 Choix des matériaux des canalisations	104
IV.5.3.3 Dimensionnement hydraulique des canalisations	105
IV.6.Conclusion.....	116

CHAPITRE V : CHOIX DES TECHNIQUES D'IRRIGATION

V.1 Introduction	117
V.2 Choix des techniques d'irrigation	117
V.2.1 Différentes techniques d'arrosages.....	117
V.2.1.1 Irrigation gravitaire.....	117
V.2.1.2 Irrigation sou pression.....	120
V.2.1.2.1 Irrigation par aspersion	120
V.2.1.2.2. Irrigation localisée (Goutte à goutte)	122
V.3 Choix de la technique d'arrosage.....	124
V.4. Conclusion.....	127

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT A LA PARCELLE

VI.1. Introduction :	128
VI.2. Dimensionnement d'un réseau d'irrigation Goutte à goutte.....	128
VI.2.1. Données générales.....	128
VI.2.2 Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée.....	128
VI.2. Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion.....	137
VI.2.1Données générales.....	137
VI.2.2.Dimensionnement théorique	138
VI.2.3.Dimensionnement hydrauliques des rampes :.....	141
VI.2.4 Calcul de la pression en tête du réseau	144
VI.3.Conclusion.....	144

CHAPITRE VII : ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE

VII.1 Introduction.....	145
VII.2 Différents travaux à entreprendre.....	145
VII.3 Facture des différents types de conduites du réseau de distribution.....	146
VII.4 Frais des travaux sur réseau d'irrigation.....	148
VII.4 .1 Calcul des volumes de déblais et remblais.....	148
VII.4 .2 Volume du déblaiement.....	148
VII.4 .3 Volume de remblais.....	148
VII.4 .4 Volume de sable.....	149
VII.4.5.Estimation du cout total de l'instalation du réseau.....	150
VII.5 Frais des travaux sur le réservoir.....	150
VII.6. Devis pour la station de pompage.....	155
VII.6.1 Volume des travaux.....	156
VII.6.2.Estimation du cout de la station de pompage.....	158
VII.7 Estimation du coût total du projet.....	159
VI.8 Conclusion.....	159
Conclusion générale.....	160

Références bibliographiques.....

Annexes.....

Liste des tableaux

CHAPITRE : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1 : caractéristique des zones homogènes	5
Tableau I.2: Coordonnées de station météorologiques (Skikda)	9
Tableau I.3 : les précipitations moyennes mensuelles et annuelles en mm :.....	9
Tableau I.4 : Les variations moyennes mensuelles et annuelles de la température en °C.....	10
Tableau I.5 : Moyennes mensuelles et annuelles de l'Humidités relative en (%)	12
Tableau I.6 : Valeurs moyennes de la vitesse du vent	13
Tableau I.7 : Valeurs moyennes des durées d'insolation journalières en Heure/jour	14
Tableau I.8: Moyenne mensuelles et annuelle de l'évapotranspiration en mm	15
Tableau I.9 : Classification du climat selon Martonne.....	16
Tableau I.10 : Quotient pluviométrique	18
Tableau I.11 : Répartition des terres de la commune.....	21

CHAPITRE II : RESSOURCES EN SOL – RESSOURCES EN EAU ET HYDROLOGIE

Tableau II.1 : Répartition des sols du périmètre Zit Emba.....	23
Tableau II.2 : Les caractéristiques des catégories de sol.....	25
Tableau II.3 : les classes de répartition des sols du périmètre de Zit Emba	26
Tableau II.4 : la répartition de la perméabilité du périmètre Zit Emba	27
Tableau II.5 : Répartition des exploitations du périmètre à équiper par classe de taille.	30
Tableau II.6 : Superficies (ha) occupées par les exploitations collectives (EAC).....	30
Tableau II.7 : Superficies (ha) occupées par les exploitations collectives (EAC).....	32
Tableau II.8 : Caractéristiques hydrauliques du barrage	34
Tableau II.9 : Qualité de l'eau de simulation du barrage Zit Emba.	35
Tableau II.10 : Valeurs de calcul du SAR de l'eau de simulation du Barrage de Zit Emba	38
Tableau II.11 : Surfaces irriguées et submergées selon les secteurs.....	41
Tableau II.12 : Caractéristiques de station pluviométrique	44
Tableau II.13 : Répartition des précipitations moyennes mensuelles (mm).....	44
Tableau II.14 : Caractéristiques de la série pluviométrique	46
Tableau II.15 : Résultats du Test de Mood.....	47
Tableau II.16: Détaille du procédé de Test d'homogénéité pour la station d'AZZABA PEPINIÈRE code (031106).....	50
Tableau II.17: Ajustement à la loi de Gauss (loi normale).....	54
Tableau II.18 : Test de validité des deux ajustements.....	57
Tableau II.19 : Quantiles de pluies de la station de Mostaganem (Loi log normale)	58

Tableau II.20 : Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche (freq= 80%).....	58
--	----

CHAPITRE III : BESOINS EN EAU DES CULTURES

Tableau III.1 : Calcul de l'évapotranspiration de référence à l'aide de CROPWAT 8.0.....	62
Tableau III.2 : Précipitation efficace dans la zone d'étude.....	65
Tableau III.3 : Scénarios d'occupation du sol par l'ensemble de l'exploitation du périmètre.....	66
Tableau III.4 : Occupation de sol en fonction des cultures.....	66
Tableau III.5 : Assolements proposés.....	67
Tableau III.6 : Cycle végétatif des cultures.....	68
Tableau III.7 : Calcul des besoins en eau du Blé.....	69
Tableau III.8 : Calcul des besoins en eau de l'orge grain.....	69
Tableau III.9 : Calcul des besoins en eau de la pomme de terre (saison).....	70
Tableau III.10 : Calcul des besoins en eau de l'Ail /oignon.....	70
Tableau III.11 : Calcul des besoins en eau de la courgette.....	71
Tableau III.12 : Calcul des besoins en eau du chou.....	71
Tableau III.13 : Calcul des besoins en eau de la tomate.....	72
Tableau III.14 : Calcul des besoins en eau de la luzerne.....	72
Tableau III.15 : Calcul des besoins en eau du blé.....	73
Tableau III.16 : Calcul des besoins en eau du poivron.....	73
Tableau III.17 : Calcul des besoins en eau de l'Oignon/ail.....	74
Tableau III.18 : Calcul des besoins en eau de l'haricot.....	74
Tableau III.19 : Calcul des besoins en eau des petits pois.....	75
Tableau III.20 : Calcul des besoins en eau de la carotte.....	75
Tableau III.21 : Calcul des besoins en eau de la betterave.....	76
Tableau III.22 : Calcul des besoins en eau de l'orge en vert.....	76
Tableau III.23 : Calcul des besoins en eau de l'olivier.....	77
Tableau III.24 : Calcul des besoins en eau du pêcher.....	77
Tableau III.25 : Récapitulatif des besoins pour l'assolement 1.....	78
Tableau III.26 : Récapitulatif des besoins pour l'assolement II.....	78
Tableau III.27 : Besoins en eau totaux de l'assolement II.....	80

CHAPITRE IV : ETUDE DU SYSTEME D'ADDUCTION

Tableau IV.1: Type de bornes en fonction de superficies des ilots.....	84
Tableau IV.2 : Calcul des débits des ilots et choix du type de bornes.....	84
Tableau IV.3 : Calcul de la HMT pour divers diamètres de la conduite.....	90
Tableau IV.4 : Calcul des frais d'exploitation.....	91
Tableau IV.5 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	91

Tableau IV.6 : Bilan technico-économique des diamètres choisis.	92
Tableau IV.7: Variantes pour le choix du nombre de pompes.	94
Tableau IV.8 :Variantes pour le choix du type de pompes.	94
Tableau IV.9 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.	96
Tableau IV.10 : Pression de vapeur en fonction de la température.	96
Tableau IV.11 : Coefficient de correction en fonction de la puissance du moteur.	98
Tableau IV.12: Choix du type de bâtiment.	99
Tableau IV.13 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.	101
Tableau IV.14 : Le bilan de consommations et l'apport journalier d'eau.	103
Tableau IV.15 : Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon.	106
Tableau IV.16 : Calculs hydrauliques du réseau de distribution.	108

CHAPITRE V : CHOIX DES TECHNIQUES D'IRRIGATION

Tableau V.1 : Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage.	126
--	-----

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT A LA PARCELLE

Tableau VI.1 : Calcul de diamètre de la rampe.	135
Tableau VI.2. Calcul de diamètre de la porte rampe.	135
Tableau VI.3 : Calcul de diamètre des conduites tertiaires.	135
Tableau VI.4:Récapitulatif des calculs hydrauliques.	136

CHAPITRE VII : ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE

Tableau VII.1 : Facture des différents types de conduites du réseau de distribution.	146
Tableau VII.2 : Fourniture de pose de pièces spéciales.	147
Tableau VII.3 : Quantité des travaux de terrassement.	149
Tableau VII.4 : Coût des travaux de terrassement.	150
Tableau VII.5 : Coût des travaux de réalisation du réservoir de 1300m ³	154
Tableau VII.6: Estimation de cout de la stations de pompage.	158

Liste des figures

CHAPITRE : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.3 : Réseau hydrographique du bassin Seybouse (Agence des bassins hydrologiques, 2013)	7
Figure I.5 : Moyennes mensuelles des précipitations	10
Figure I.4 : carte des forages de la zone d'étude.	8
Figure I.6 : Variations des températures maximale, minimale et moyenne.	11
Figure I.7 : Evolution de l'humidité Relative de l'air.	12
Figure I.8 : Variation de la vitesse du vent.....	13
Figure I.9 : Valeurs moyennes du nombre d'heures d'insolation journalière	14
Figure I.14 : Répartition des secteurs d'activité	21
Figure I.12 : Climogramme de Gaussen.....	19
Figure I.1 : Localisation de la wilaya de Skikda.....	3
Figure I.11 : Diagramme bioclimatique d'Emberger	18
Figure I.10 : Moyenne mensuelles et annuelle de l'évapotranspiration potentielle en mm.....	15
Figure I.2 : Limite administrative de l'aire d'étude	4
Figure I.13 : Pyramide des âges de la wilaya de Skikda.	20

CHAPITRE II : RESSOURCES EN SOL – RESSOURCES EN EAU ET HYDROLOGIE

Figure II.1 : Classification des eaux du barrage de Zit Emba selon le diagramme de Riverside.	39
Figure II.2 : Ajustement des pluies annuelles a la loi de Gauss	55

CHAPITRE IV : ETUDE DU SYSTEME D'ADDUCTION

Figure IV.1. Résultat de l'étude technico-économique.....	93
Figure IV.2 : Courbes caractéristiques de la pompe	95

CHAPITRE V : CHOIX DES TECHNIQUES D'IRRIGATION

Figure V.1 : Irrigation par submersion.....	118
Figure V.4 : Irrigation par goutte à goutte.....	123
Figure V.3 : Irrigation par aspersion.....	121
Figure V.2 : Irrigation à la raie.	119

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT A LA PARCELLE

Figure VI.1 : Dispositifs d'installation des goutteurs sur la rampe.	130
---	-----

CHAPITRE VII : ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE

Figure VII.1 : Disposition de la conduite dans une tranchée.....	149
Figure VII.2 : schéma explicatif de la station de pompage.....	156

Liste des planches

PLANCHE 01 : Plan de situation du périmètre ZIT EMBA WILAYA DE SKIKDA.

PLANCHE 02 : Plan du réseau d'adduction du périmètre ZIT EMBA, WILAYA DE SKIKDA.

PLANCHE 03 : Profil en long de la conduite d'adduction du périmètre de ZIT EMBA, WILAYA DE SKIKDA.

PLANCHE 03 : Plan du réseau Goutte a goutte de l'ilot 42 du périmètre de ZIT EMBA, WILAYA DE SKIKDA.

PLANCHE 04 : Plan du réseau d'aspersion de l'ilot 42 du périmètre de ZIT EMBA, WILAYA DE SKIKDA.

Introduction générale

Introduction générale

La situation de l'agriculture Algérienne est très difficile, la production agricole n'a que peu augmenté et son poids sur l'économie a diminué considérablement. Les ressources en eau sont relativement limitées et se réduisent progressivement, une portion importante de la superficie irrigable n'est pas actuellement suffisamment approvisionnée en eau pour permettre des cultures riches ou délicates, d'où on remarque la faiblesse des superficies irriguées par rapport à une superficie agricole utile de 8.265.259 ha soit près de 8,6%.

Face à l'augmentation prévisible de la superficie des terres irriguées en Algérie, le problème de la disponibilité et de la gestion de l'eau d'irrigation devient de plus en plus crucial.

Le périmètre d'irrigation de Zit Emba situé dans la wilaya de Skikda connaît des baisses de rendements remarquables au cours de ces dernières années à cause de l'effet combiné des changements climatiques induisant la rareté de la ressource en eau mobilisable d'une part ; et l'usage de systèmes d'irrigation archaïques et peu adéquats. Ce qui exige le recours à des solutions concrètes et rationnelles en vue de remédier à cette problématique et d'assurer une bonne gestion de l'eau.

Notre sujet d'étude rentre dans ce contexte, il vise à mobiliser l'eau du barrage de Zit Emba qui va permettre la mise en place d'un système d'adduction et de distribution en introduisant des systèmes d'irrigation modernes et performants tels que l'aspersion et le goutte à goutte.

Dans ce mémoire, on propose de dimensionner le réseau d'irrigation du périmètre de Zit Emba, qui est caractérisé par une agriculture extensive, et de remplacer les systèmes d'irrigation classiques, par des systèmes modernes afin d'économiser les ressources en eau et d'augmenter ainsi les rendements des cultures mises en place.

Pour bien mener cette étude, nous avons scindé notre travail en sept chapitres à savoir :

Le premier chapitre qui est une description de la zone d'étude ensuite dans le deuxième chapitre il a été question de détailler l'ensemble des différentes ressources en sol et en eau disponibles.

Viens alors le troisième chapitre où on a calculé les besoins en eau des cultures ce qui va nous aider à dimensionner le système d'adduction dans le quatrième chapitre.

Par la suite on est passé au choix et dimensionnement du système d'irrigation qui nous convient.

Enfin pour terminer une estimation du coût du projet a été faite.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction

Avant tout projet, une analyse des différentes conditions géographique, démographique, géologique, et climatologique de la zone d'étude relève d'une grande importance puisque cela est directement lié aux choix à entreprendre par la suite. C'est l'objectif de ce premier chapitre.

I.2 Présentation de la Wilaya de Skikda

I.2.1 Situation géographique

La wilaya de Skikda se situe dans la partie Nord-est du pays, elle s'étend sur une superficie de 4 118 km², dans l'espace géographique compris entre l'Atlas Tellien et le littoral méditerranéen. Elle dispose de 140km de côtes qui s'étalent de la Marsa à l'est jusqu'à Oued Z'hour aux fins fonds du massif de Collo à l'ouest. Elle est limitée par:

- ✓ Au Nord par la mer méditerranée ;
- ✓ À l'Ouest par la wilaya de Jijel ;
- ✓ Au sud par les Wilayas de Constantine, de Mila et de Guelma ;
- ✓ À l'Est par la Wilaya d'Annaba.

I.2.2 Situation démographique

La population totale de la wilaya de Skikda est de 936 824 habitants, soit une densité de 220 habitants par Km².

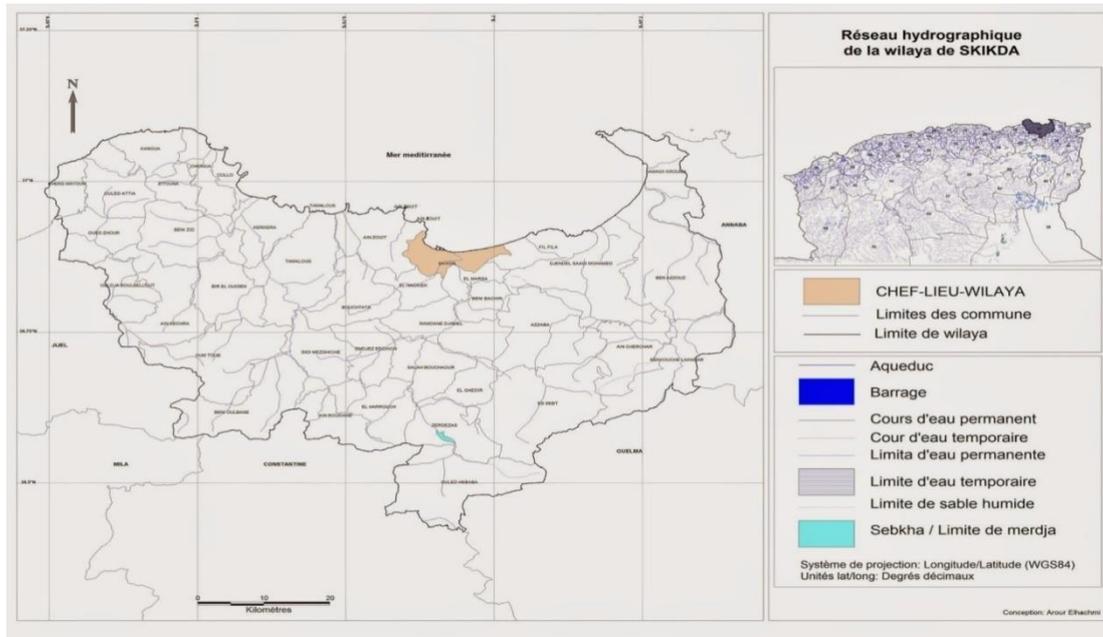


Figure I.1 : Localisation de la wilaya de Skikda (Carte du réseau hydrographique 2015, Arrour el Hachemi)

I.3 Présentation de la zone d'étude

I.3.1 Périmètre de Zit Emba

La zone à irriguer par les eaux provenant de la retenue du barrage de Zit-Emba est située à 40 km environ à l'Est de la ville de Skikda, dans les basses vallées de l'oued Kébir et Emchekel. La ressource en eau sera la retenue du barrage de Zit-Emba. L'ensemble urbain le plus proche est le centre administratif d'Azzaba qui se trouve à 10 km environ à l'Ouest de la limite du périmètre.

La zone d'étude est située dans la wilaya de Skikda, daïra de Ben Azzouz, elle est localisée à l'Ouest du lac Fetzara et elle est limitée:

- ✓ Au Nord par le l' autoroute Constantine-Annaba.
- ✓ Au Nord-Ouest par le foret de Dem-El-Bagrat.
- ✓ A l'Est par la vile de Boumaiza et le rive occidentale du lac Fetzara.
- ✓ Au Sud par la ville de Bekkouche-Lakhdar.
- ✓ Au Sud-Ouest par la ville d'Ain-Charchar.
- ✓ A l'Ouest par le djebel safia et la commune Djendel Saadi Mohamed.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Les terres de cette aire d'étude chevauchent principalement, et par ordre d'importance décroissant les communes de Bekkouche-Lakhdar, Ain-Charchar et Djendel Saadi Mohamed



I.3.2 Relief et géomorphologie [1]

Le périmètre d'irrigation a été défini dans les parties plates de la contrée, entourées de coteaux et de collines à relief plus ou moins accentué. La plaine alluviale de l'Oued Kébir, sur lequel se trouve le barrage, est relativement étroite à l'aval immédiat du barrage – elle ne présente ici qu'une largeur d'un kilomètre environ. En aval du confluent avec l'oued Emchekel, elle s'ouvre progressivement pour aboutir dans une plaine côtoyant les plaines des alentours du lac salé de Fetzara. La plaine alluviale du cours inférieur de l'Oued Kébir a également été incluse dans le périmètre. Dans sa plus grande partie, le périmètre à équiper est délimité par les pieds des collines environnantes. Sa limite Est, dans la direction du lac Fetzara, est constituée par des terres à sol chargé de sel qui, pour cette raison, ont été éliminées de la mise en exploitation.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Au Nord, le périmètre s'arrête à la limite de l'autoroute Constantine-Annaba. La zone Sud couvre une superficie de 2 516 ha.

I.3.3 Contexte géologique

Notre périmètre d'étude a une structure plus ou moins homogène. Il représente cinq catégories et chaque catégorie comporte des caractéristiques différentes comme le montre le **tableau I.1**

Tableau I.1 : caractéristique des zones homogènes

Catégorie Caractéristique	I	II	III	IV	V
Profondeur de sols	profonds	Moyenne	peu	variable	insuffisants
texture	Moyenne à fine	Moyenne à fine	fin	grossière	Roques à faible profondeur
drainage	Bon	mal	mal	mal	Très faible a nul
topographie	Régulière	Faiblement ondulée	Moyennement ondulée	Régulière a ondulée	défavorable
pente	Faible	fable	Jusqu'à 5%	Jusqu'à 10%	Relief accidenté

Source : DSA Skikda (Direction du Service Agricole).

Avec des formations géologiques suivantes :

- ✓ Des alluvions récentes du quaternaire constituées de limon, sable, gravier, et travertin qui occupent les plaines alluviales.
- ✓ Des affleurements de grès, de grès de Numidie (quartzite et rougeâtres), alternant avec des lits d'argile formant les reliefs des massifs du Nord-Ouest et Sud de la zone datant de l'Eocène supérieur, associés (surtout à l'Ouest de la zone) avec quelques rares affleurements de mimes et ammonites de pyrite du crétacé inférieur ainsi que du calcaire du trias.
- ✓ Des roches éruptives et métamorphiques (schistes cristallines et granites) du trias, formant les reliefs des massifs du Nord-Est de la zone.
- ✓ Quelques affleurements de calcaires de l'éocène moyen et inférieur constituant les massifs bordant la zone au Sud et au Sud-Ouest.

I.3.4 Réseau hydrographique

Sur le plan hydrographique La zone d'étude fait partie de la région Constantinois–Seybousse-Mellegue un réseau hydrographique assez dense. L'aire d'étude est constituée par deux grands bassins ayant des caractéristiques très différentes.

Le premier, intérieur, a la forme d'un trapèze, est limité au Sud par les monts constantinois, au Nord par le djebel Filfila ; à l'Ouest par le Djebel Arb Skikda et à l'Est par le djebel Menchema. Le réseau hydrographique formé par les deux oueds oued Emchekel et oued El-Hammam, deux importants cours d'eau qui affluent un peu en aval de Bekkouche-Lakhdar et formant l'oued El-Kebir Ouest ; sa superficie est d'environ 1120 km².

Le second à proximité de la cote, embrasse le versant sud de l'Edough et le versant Nord de la basse chaîne qui partage les eaux entre l'oued El-Aneb et le fetzara.

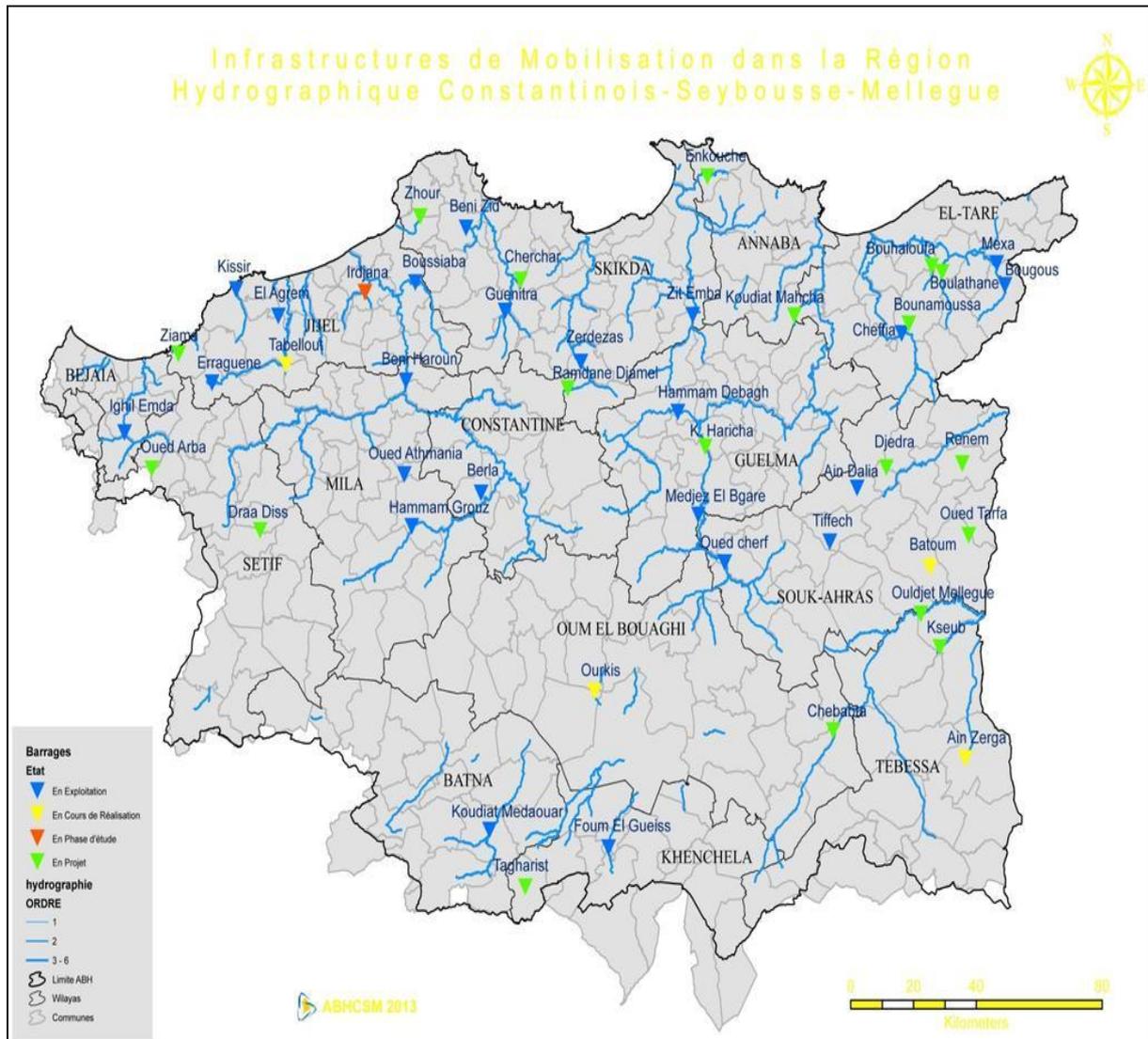


Figure I.3 : Réseau hydrographique du bassin Seybousse (Agence des bassins hydrologiques, 2013)

I.3.5 L'hydrogéologie

Les diverses dépressions de la zone d'étude sont constituées par un remplissage alluvial hétérogène et devaient contenir de grands volumes d'eau, même si l'on ne peut pas parler de nappe unique. Beaucoup de puits creusés et des forages réalisés ces derniers temps sur l'ensemble de l'aire d'étude confirment cette hypothèse (**Figure I.5**).

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Les cordons dunaires de Guerbes absorbent de grandes quantités d'eau qui sont en bonne partie rendues dans les zones de contact avec les formations alluviales des différentes dépressions des zones marécageuses. [1]

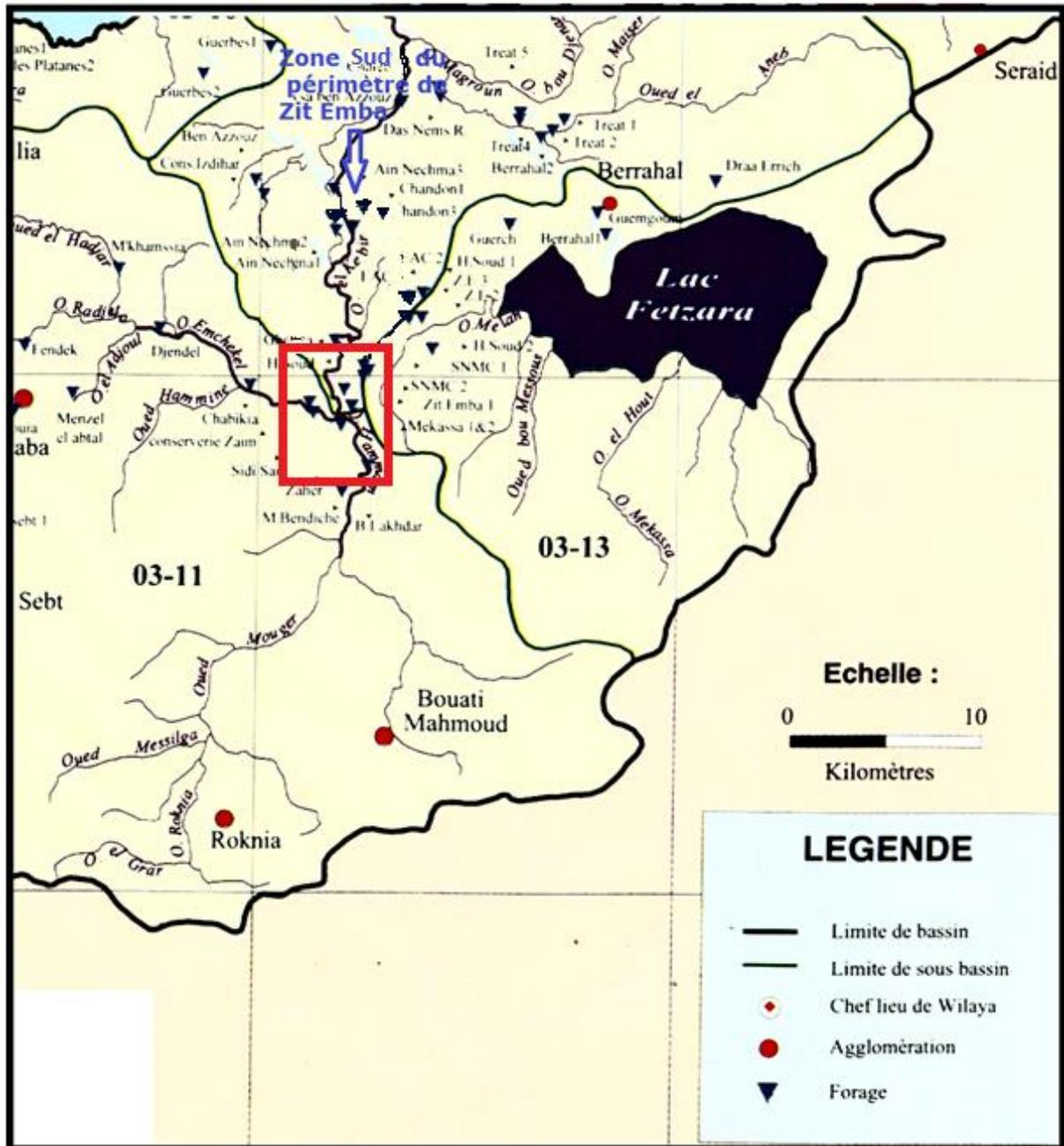


Figure I.4 : carte des forages de la zone d'étude. (Irrigation du périmètre Zit Emba 2014, Agred Ahmed).

I.3.6 Conditions climatiques

Les facteurs climatiques sont parmi les principaux paramètres qui interviennent dans l'estimation des besoins des cultures et dans le choix du système d'irrigation, la connaissance des caractéristiques climatiques conditionne le développement des végétaux, et assure la bonne production. Pour ce faire on s'appuie sur les données fournies par la station de Skikda.

Tableau I.2: Coordonnées de station météorologiques (Skikda)

Station	Latitude (N)	Longitude (E)	Altitude (m)
SKIKDA	36°53	06°54E	2

Source : ONM Alger (office national de métrologie).

I.3.6.1 Pluviométrie

L'irrigation est directement liée à la pluviométrie car en cas de manque ou de perturbation de cette dernière qu'intervient l'apport artificiel d'eau pour assurer ce déficit éviter de mettre la plante dans un stress hydrique.

Tableau I.3 : les précipitations moyennes mensuelles et annuelles en mm :

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Jui.	Juil.	Août.	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Année
Pluie moyenne (mm)	113.2	104.6	55.8	59.9	42.2	12.0	2.5	14.8	54.2	57.5	132.1	149.4	798.2

Source : ONM Alger (office national de métrologie)

On remarque que la précipitation moyenne de la zone est de 798.2 mm, avec les mois les plus pluvieux qui sont Novembre et Décembre, et ceux de Juin, juillet et Août sont les plus secs.

La variation des précipitations entre les mois d'hiver et d'été est considérable, elle passe de 2.5 à 149.4 mm. Cette mauvaise répartition des pluies ne favorise pas un développement harmonieux de l'agriculture et nécessite des apports complémentaires pour satisfaire les besoins des plantes.

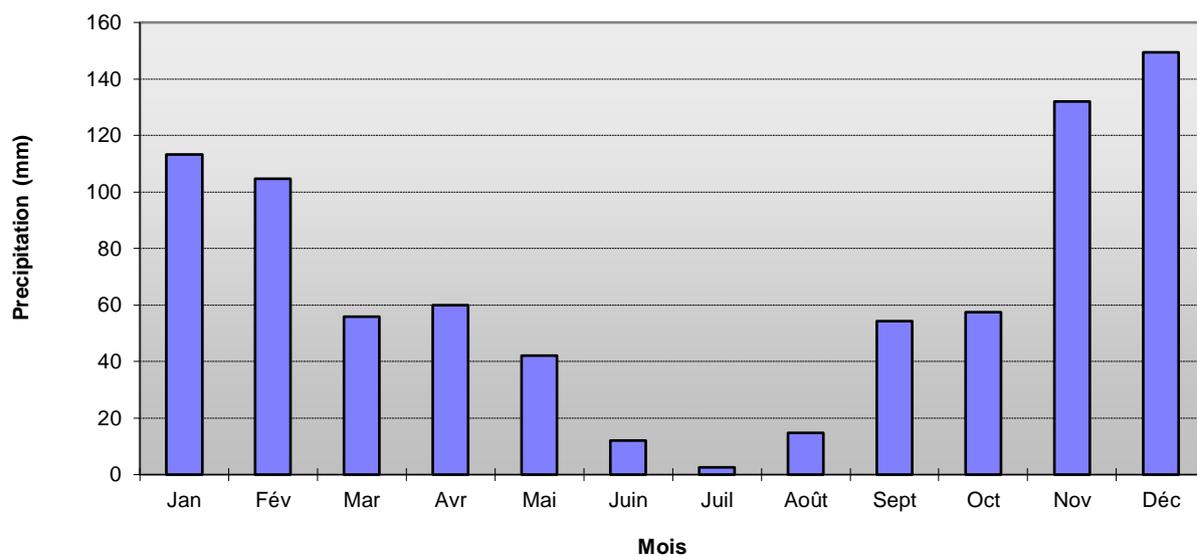


Figure I.5 : Moyennes mensuelles des précipitations

I.3.6.2 Températures de l'air

Etant un facteur limitant important, la connaissance des températures et de leurs amplitudes est indispensable au choix des facteurs d'irrigation et des cultures à mettre en place. Le tableau I.3 indique les valeurs moyennes mensuelles des températures, les moyennes maximales et minimales.

Tableau I.4 : Les variations moyennes mensuelles et annuelles de la température en °C

Paramètre	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Jui.	Juil.	Août.	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Année
Température max (°C)	16.8	16.2	18.9	20.4	23.0	26.8	28.8	30.0	27.5	25.6	20.6	17.8	22.7
Température min (°C)	9.0	8.5	10.8	12.4	15.8	19.5	22.0	23.0	20.4	17.3	13.0	10.2	15.2
Température moy (°C)	12.9	12.4	14.9	16.4	19.4	23.2	25.4	26.5	24.0	21.5	16.8	14.0	18.95

Source : ONM Alger (office national de métrologie).

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

On remarque que le relevé des températures montre que le climat est typiquement méditerranéen avec des étés chauds et secs et des hivers relativement doux et humides. La majorité du périmètre est sous l'influence maritime (la zone Ben-Azzouz – Ain Nechma – Boumaiza Hadjer Essous) : les cultures de primeurs peuvent donc se développer normalement.

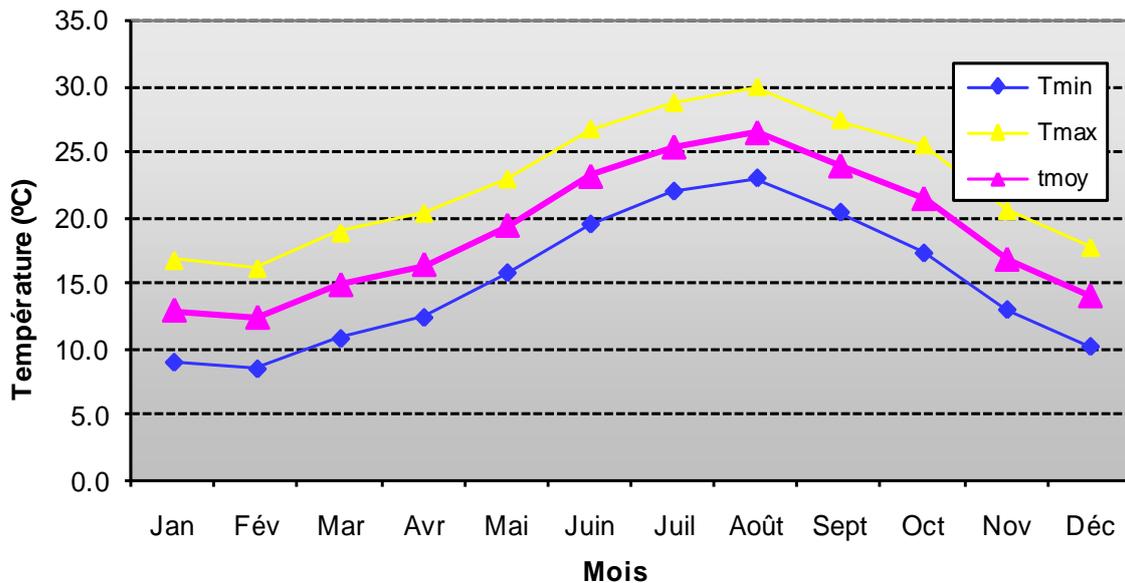


Figure I.6 : Variations des températures maximale, minimale et moyenne.

I.3.6.3 Humidité de l'air

C'est un élément important du cycle hydrologique qui représente la quantité réelle de vapeur d'eau contenue dans l'air. Elle est directement liée au déficit hygrométrique qui est simplement la différence entre la pression de vapeur à l'intérieur de la feuille et la pression de vapeur de l'air. Ce déficit détermine la perte d'eau d'une plante donc la demande en eau d'irrigation.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.5 : Moyennes mensuelles et annuelles de l'Humidités relative en (%)

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Jui.	Juil.	Août.	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Année
Humidité relative (%)	67	68	66	66	69	73	71	72	74	72	75	67	70

Source : ONM Alger

On remarque que l'humidité relative pour tous les mois est au alentour de 70%.La valeur moyenne annuelle d'humidité est de 70%.

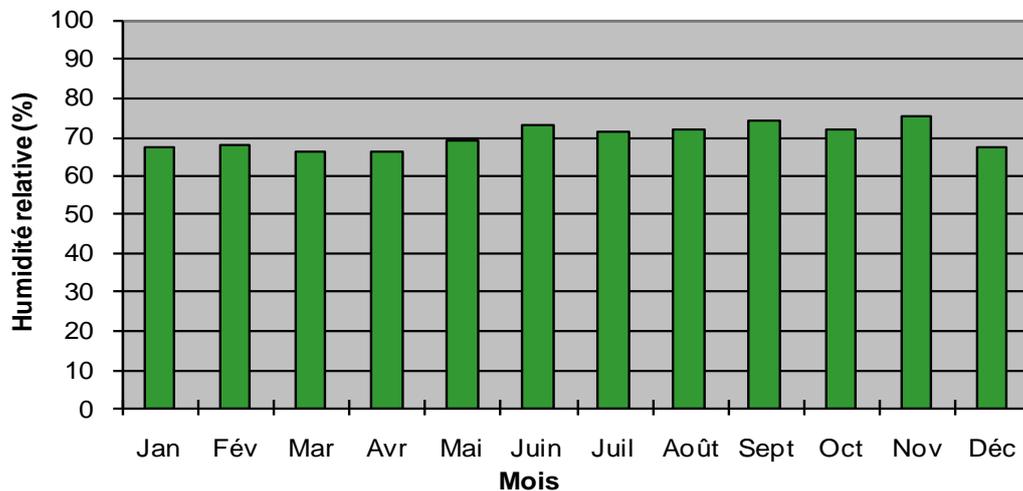


Figure I.7 : Evolution de l'humidité Relative de l'air.

I.3.6.4 Le vent

Le vent est qu'un mouvement de l'air qui constitue notre atmosphère produit par le réchauffement de l'atmosphère de façon non uniforme par le soleil alors l'air chauffé se dilate et se met en mouvement.. Le vent constitue la première cause de mauvaise répartition d'eau d'irrigation au sol et des ravages sur les cultures.

Le tableau ci-dessous montre les variations de la vitesse du vent.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.6 : Valeurs moyennes de la vitesse du vent

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Jui.	Juil.	Août.	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Année
Vitesse du vent (m/s)	3.6	3.6	3.1	3.1	2.5	2.5	2.6	2.5	2.7	2.8	3.5	3.8	3.03

Source : ONM Alger

La vitesse moyenne du vent présente une petite variation pendant toute l'année, passant d'une valeur minimale en Août, de l'ordre de 1,5 m/s et une valeur maximale de 2,4 m/s environ en Avril.

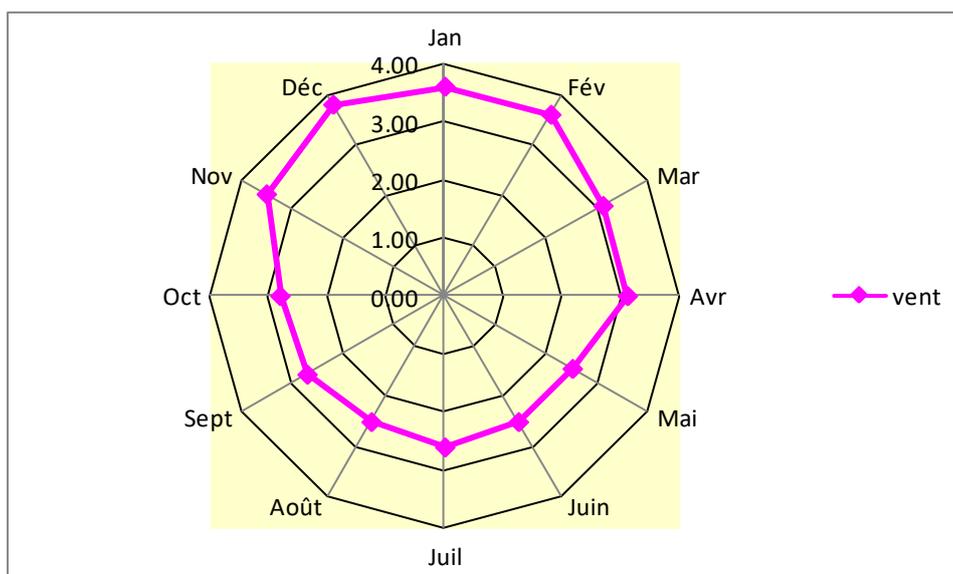


Figure I.8 : Variation de la vitesse du vent

I.3.6.5 L'insolation

L'insolation est parmi les facteurs qui conditionnent l'activité de la photosynthèse et elle varie selon le site.

Le tableau I.6 présente les valeurs moyennes mensuelles et annuelles de la durée d'insolation journalière.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.7 : Valeurs moyennes des durées d'insolation journalières en Heure/jour

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Jui.	Juil.	Août.	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Année
Moyenne (heure)	190	201	230	253	263	284	299	290	250	229	182	176	2847
Insolation (h/jour)	6.13	7.18	7.42	8.43	8.48	9.47	9.64	9.35	8.33	7.39	6.06	5.68	7.8

Source : ONM Alger

Les valeurs moyennes mensuelles varient régulièrement pendant l'année : les valeurs les plus élevées correspondent aux mois d'été, avec comme valeur maximale 9,64 h par jour pour le mois de juillet et une valeur minimale pendant le mois de décembre de 5,68 h par jour.

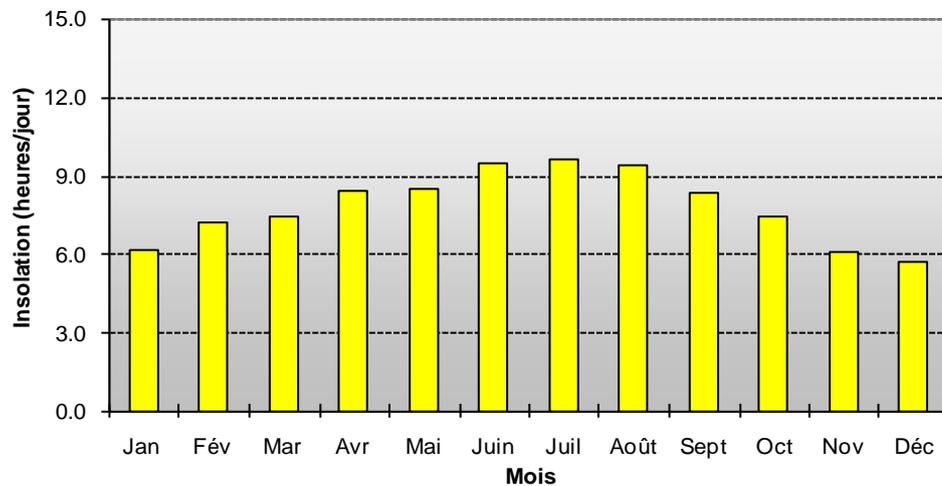


Figure I.9 : Valeurs moyennes du nombre d'heures d'insolation journalière

I.3.6.6 L'évapotranspiration potentielle

L'évapotranspiration résulte de deux phénomènes : l'évaporation, qui est un phénomène purement physique, et la transpiration des plantes. Elle englobe la perte en eau due au climat, les pertes provenant de l'évaporation du sol et de la transpiration des plantes.

Tableau I.8: Moyenne mensuelles et annuelle de l'évapotranspiration potentielle en mm

<i>Mois</i>	<i>Jan</i>	<i>Fév</i>	<i>Mars</i>	<i>Avril</i>	<i>Mai</i>	<i>Juin</i>	<i>Juil</i>	<i>Août</i>	<i>Sep</i>	<i>Oct</i>	<i>Nove</i>	<i>Déc</i>	<i>Année</i>
E(mm)	25.8	40.5	74	108.6	133	152.6	173.9	164	113.5	73.4	41.2	22.5	1123

Source : ONM Alger.

Sur les années d'observation (10 ans), l'évapotranspiration mesurée présente un maximum de **173.9 mm** en juillet et un minimum de **22.5 mm** enregistré en décembre. Le total annuel de l'évapotranspiration moyenne est de **1123 mm**.

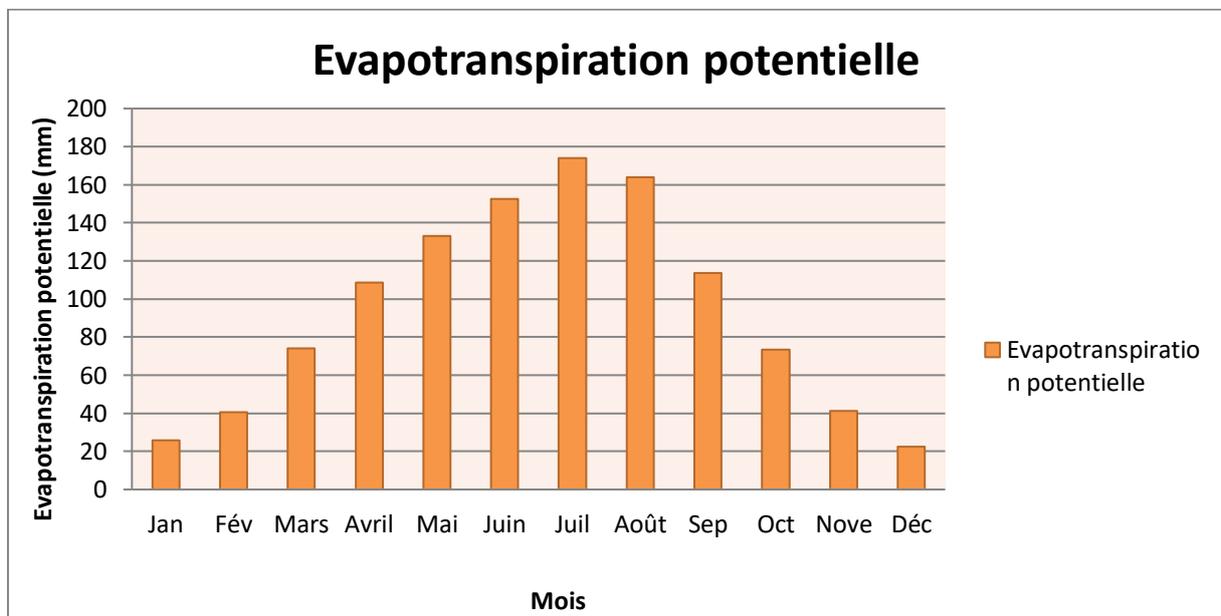


Figure I.10 : Moyenne mensuelles et annuelle de l'évapotranspiration potentielle en mm

I.3.6.7 Siroco

Le siroco appelé aussi Chili ou Chihili est un vent chaud et sec qui souffle du Sahara vers le littoral. Il est très néfaste pour les végétaux car il peut provoquer le flétrissement de la plante ainsi que les chutes de rendement, il augmente l'évapotranspiration des cultures à une fréquence annuelle assez faible, 4 à 5 jours par an, entre mai et septembre avec un maximum en août, donc sa connaissance est primordiale pour le choix des espèces à préconiser dans le périmètre.

I.4. Indices Agro-météorologiques [07]

Les indices climatiques permettent de classer le climat en se basant essentiellement sur deux paramètres la pluie moyenne et la température de l'air.

Classification de climat selon l'indice d'aridité de De Martone :

Cet indice permet de préciser le degré de sécheresse de la région et par conséquent de renseigner sur l'indisponibilité de l'irrigation:

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

Avec :

I_A : indice climatique ;

P : précipitation moyenne annuelle (mm) ;

T : Température moyenne annuelle (°C).

Tableau I.9 : Classification du climat selon Martonne

Valeurs de I	Type de climat	Irrigation
I<5	Désertique	Indispensable
5<I<10	Très sec	Indispensable
10<I<20	Sec	Souvent Indispensable
20<I<30	Relativement humide	Parfois utile
I>30	Humide	Inutile

→ Dans notre cas, on trouve :

$$I_A = \frac{798.2}{18.95 + 10} \approx 27.57$$

On constate que l'indice d'aridité est compris entre 20 et 30 ce qui se traduit que notre région est soumise à par un climat relativement humide et une irrigation parfois utile.

Classification du climat selon le diagramme 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. Ils'exprime par la formule suivante :

$$Q = \frac{1000.p}{\frac{M+m}{2} \cdot (M-m)} = \frac{2000.p}{M^2 - m^2} \dots\dots (I.2)$$

Avec :

Q : coefficient pluviométrique **d'Emberger**

P : précipitation moyenne annuelle en (mm)

M : moyenne des maxima du mois le plus chaud (en °K)

m : moyenne des minimas du mois le plus froid (en °K)

Pour: P=750.2 mm ; représente

M = 30.0°C ;

m = 8.5°C ;

Le calcul du quotient pluviométrique donne les valeurs suivantes :

Tableau I.10 : Quotient pluviométrique

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Précipitations (mm)	m (k°)	M (k°)	Q (m /°K)	Etage bioclimatique
798.2	281.65	303.15	126.97	Sub-humid

D'après le diagramme bioclimatique d'EMBERGER, (**Figure I.11**), la valeur de

Q = 126.97 mm /°K pour une température du mois le plus froid, **T = 8.5 °C**, nous donne un étage bioclimatique «Subhumide».

En portant la valeur de (Q) dans le diagramme bioclimatique et en fonction de la température moyenne minimale du mois le plus froid, on peut confirmer que notre région se situe dans :

L'étage bioclimatique : Sub-humide

Sous étage : Hiver Chaud.

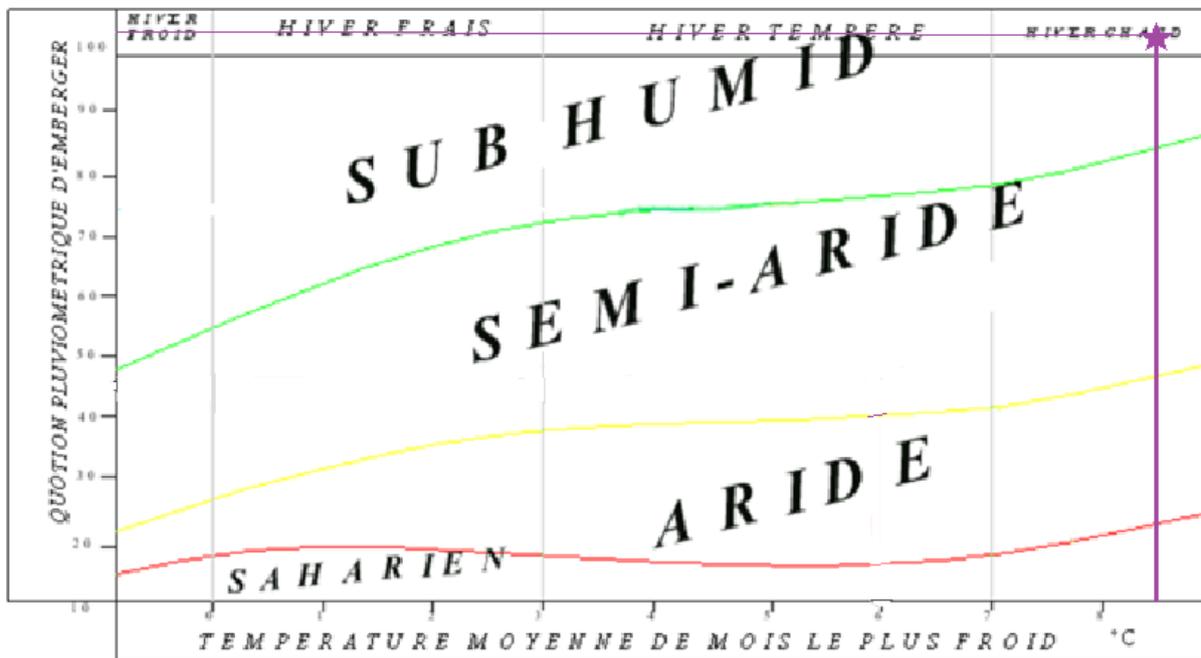


Figure I.11 : Diagramme bioclimatique d'Emberger

Classification du climat selon l'indice de Bagnouls et Gaussen

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Ce diagramme ombro-thermique permet la détermination de la période sèche. : Lorsque la courbe des précipitations passe au-dessous de la courbe des températures, la période qui s'étale entre les points d'intersections des deux courbes correspond à la durée de la période sèche.

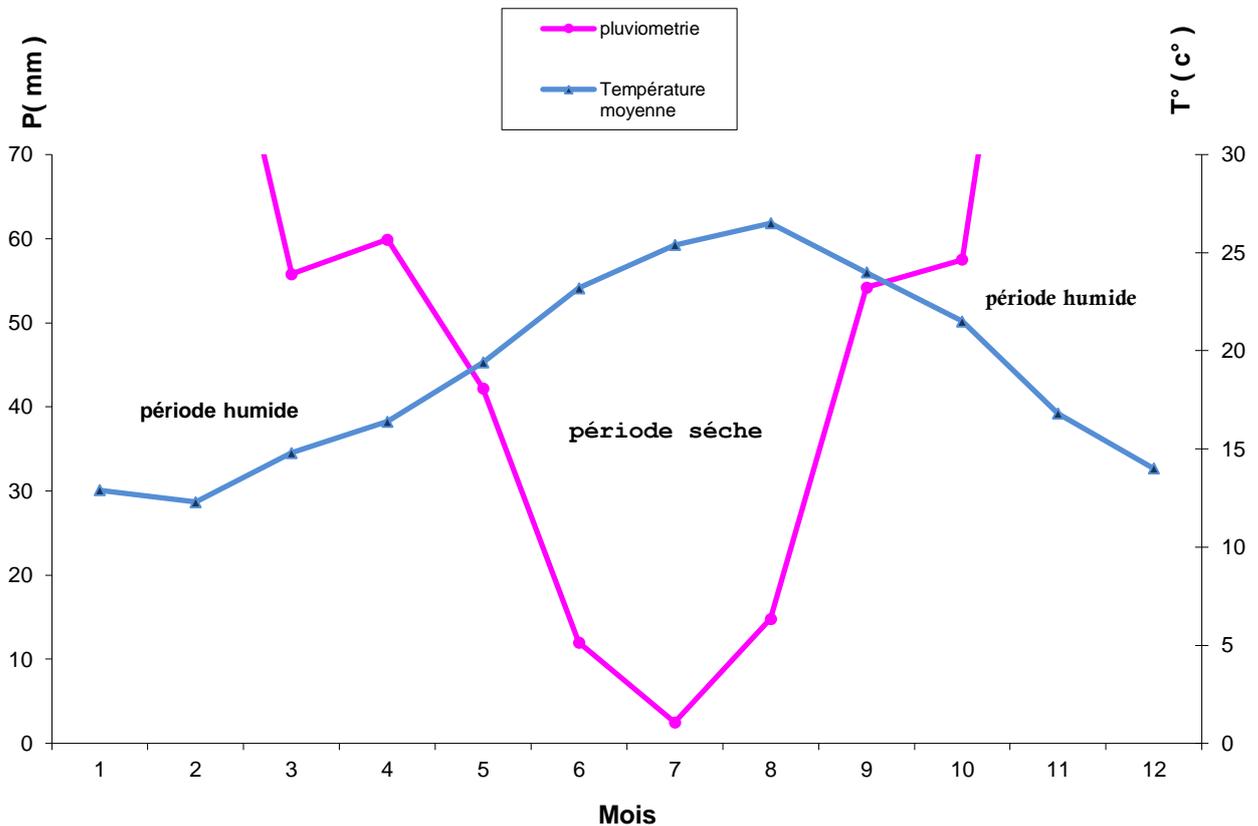


Figure I.12 : Climogramme de Gausse

On constate que la période sèche s'étale du mois de Mai jusqu'à la fin du mois de Septembre.

I.5 Etude socio-économique

La population de la wilaya de Skikda est plutôt jeune avec une population ayant un âge inférieur à 15 ans de 24% du total de la population, constitue dans les années à venir une importante ressource humaine.

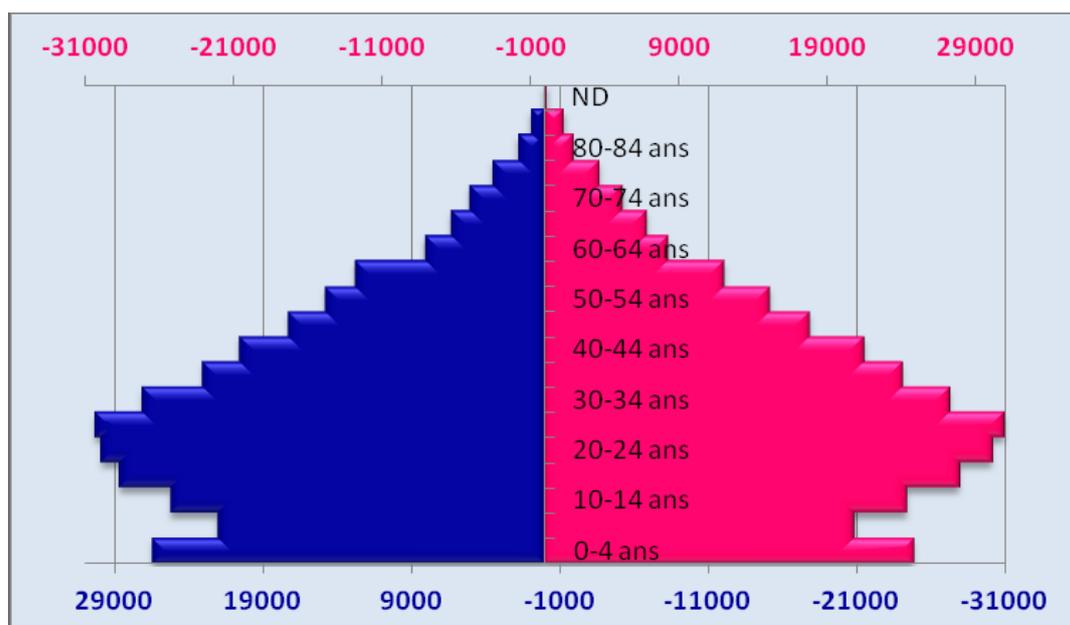


Figure I.13 : Pyramide des âges de la wilaya de Skikda.

Le volume de l'emploi, tous secteurs confondus, avoisine les 275 103 postes de travail et le taux d'occupation est quant à lui de 89,45 %.

Le secteur d'agriculture demeure le premier employeur avec une population occupée de 106 893 salariés et un taux de 39%.

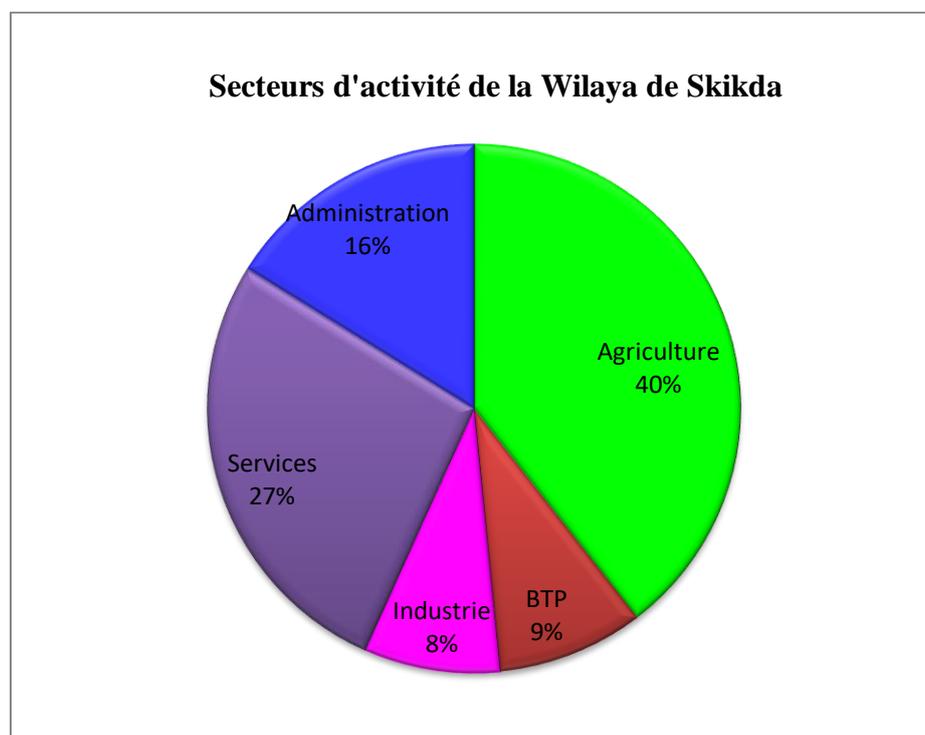


Figure I.14 : Répartition des secteurs d'activité

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.8 : Répartition des terres de la commune

	Affectation	Superficie (ha)	Proportion(%) par rapport	
			SAU	SAT
Terres labourables	Cultures herbacées	76 656,7	58.13	39.68
	Jachère	33 367,03	25.30	17.27
	Arboriculture	19 413,27	14.72	10.05
	Vignoble	1 602	1.22	0.83
Total SAU		131 879	100	68.27
Dont en irrigué		15 300	11.60	7.92
Pacages et parcours		42 977	32.59	22.25
Terres improductives des exploitations		18 323	13.89	9.48
Total des terres agricoles		193 179	146.48	100

I.6 Conclusion

A la suite de ces différentes études faites sur le périmètre dans ce chapitre nous sommes emmenés à constater que le périmètre Zit Emba situé dans la wilaya de Skikda jouit d'un climat sub-humide et aussi l'aménagement hydro-agricole du périmètre de Zit-Emba est, non seulement adapté à la région, mais aussi qu'il sera d'une très grande utilité.

Chapitre II

Ressources en sol-Ressources en eau et Hydrologie

II.1 Ressources en sol

II.1.1. Introduction

Le sol désigne l'ensemble hétérogène des matériaux issus de l'évolution d'un substrat minéral sous l'action combinée de facteurs climatiques (température, précipitation) et de l'activité biologique (racines de végétaux, animaux fouisseurs, accumulation de matière organique en décomposition, micro-organismes).

Le sol joue le rôle d'un réservoir d'alimentation en eau des plantes, il est donc essentiel de bien connaître ses caractéristiques et son mode de fonctionnement qui sont utiles dans le dimensionnement du périmètre d'irrigation. Les principales contraintes et critères pris en considération pour la classification des sols sont : la texture, le critère d'hydromorphie, la présence et la profondeur de la nappe, la porosité, la salinité et le calcaire actif.

II.1.2. Le type de sol

Le périmètre de Zit Emba s'étend sur une superficie de 6475 ha sur la plaine de Azzaba. Les tableaux suivants résument la répartition des sols équipés pour trois des éléments de leur qualité en relation avec l'irrigation :

- La texture,
- La perméabilité,
- La réserve en eau facilement utilisable

Tableau II.1 : Répartition des sols du périmètre Zit Emba

Texture Classe	Très fine A	Fine N	Moyenne M	Total %
Superficie en %	19	39	42	100
Types de sols	-très argileux - argileux	- argilolimoneux - argilosableux - limono argileux	- équilibré limoneux - sabloargileux	

Source : ONID Alger

On remarque que le sol de notre périmètre est de majorité de classe moyenne

II.1.3. La classification des sols

la prospection pédologique et l'analyse des échantillons au laboratoire, ont permis de reconnaître et différencier plusieurs types de sols répartis dans quatre (04) classes :

II.1.3.1. Les sols peu évolués

Ces sols n'ont subi qu'une faible évolution et gardent l'essentiel des caractéristiques des roches mères environnantes. Leur profil pédologique est assez profond, homogène, et à texture généralement fine à moyennement fine. Néanmoins, des processus secondaires de pédogenèse se manifestent par endroit tel que, la vertisolisation, la salinisation et l'hydromorphie des horizons de profondeur et parfois de surface. Ces trois aspects, pouvant agir conjointement ou individuellement ; mais ils restent fortement liés à la lithologie des terrasses et des plaines alluviales.

II.1.3.2. Les vertisols

Ces sols présentent un aspect de surface caractérisé par de grosses mottes et dont le profil est profond et de couleur foncée, les horizons sont peu différenciés et ne peuvent être distingués que par la structure arrondie en surface, polyédrique grossière élargie en profondeur. Les fentes de retrait sont perceptibles (quelques millimètres de diamètre) parfois ce sont les facettes lisses résultant des mouvements internes (rétraction et gonflement des argiles) qui sont les plus observés. Ils sont rencontrés dans la partie centrale du périmètre et au niveau des différentes dépressions.

II.1.3.3. Les sols calcimagnésiques

Cette classe est subdivisée en deux groupes les carbonatés et les saturés. Ces sols se caractérisent par un profil constitué d'un horizon à humifère et parfois caillouteux de texture moyenne à légère, d'un horizon intermédiaire riche en calcaire (amas, nodules) reposant sur une accumulation calcaire continue rarement dure.

II.1.3.4. Les sols à sesquioxyde de fer et de manganèse

Ces sols ont des réserves calciques se prolongent là où la lithologie est dominée par le calcaire conglomératique, grès et grès calcaire, leur couleur tourne autour du rouge et du brun rougeâtre, ils ont été observés au sud de Ben Azzouz.

II.1.3.5. Catégorie de sols

Il existe Cinq catégories de sol (I, II, III, IV et V)

Les caractéristiques de ces catégories sont déterminées dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Les caractéristiques des catégories de sol

Zones	Caractéristique	Aptitudes culturales
I	*potentialités en sol très favorables, permettant une mise en valeur hautement productive sans aménagement au perméable *texture moyenne * profondeur des profils supérieur 120 cm	Aptitude à l'irrigation très élevée. Bons pour les cultures céréalières et fourragères Très bon pour l'arboriculture
II	sols présentant des problèmes mineurs d'aménagement: * vertisolisation * niveau mal drainant à moyenne profondeur * texture fine * teneur élevée en CaCO_3 actif	sols bons pour les cultures maraîchères adaptées aux textures fines. bons pour les cultures céréalières et fourragères. moyens pour l'arboriculture.
III	III ₁ * vertisolisation * hydromorphie peu prononcée * texture fine	bons pour les cultures céréalières et fourragères. bons à moyens pour les cultures maraîchères inaptes pour les cultures arbustives
	III ₂ * texture grossière * charge en éléments grossiers importante * profondeur des profils varie entre 80 cm et 120 cm	bons pour les cultures céréalières, fourragères, moyennes pour les cultures maraîchères et céréalières Ainsi que pour quelques

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

			cultures arbustives
IV	<ul style="list-style-type: none"> * texture grossière * charge en éléments grossiers importante * peu profond 		
V	<ul style="list-style-type: none"> * il s'agit des zones exclues à cause : * agglomération * infrastructures * cimetièrè * zone d'emprunt des matériaux 		inaptes pour les cultures arbustives

Les sols du périmètre de Zit Emba sont répartis entre la classe I et II, comme le présente le tableau suivant :

Tableau II.3 : les classes de répartition des sols du périmètre de Zit Emba

Classe	I	II	III	IV	total
% de surface équipée	47	39	10	4	100

Source : ONID Alger

II.1.4. L'actualisation de l'étude hydrodynamique

La méthodologie suivie a pour objectif la vérification et l'actualisation des caractéristiques hydrodynamiques de la zone d'étude. On a des mesures de perméabilité verticale au double anneau (méthode de Muntz) et des mesures de conductivité hydrauliques (méthode de Porchet) ont été effectuées, et pour estimer la réserve facilement utilisable et la porosité, des échantillons de sol ont été prélevés sur des profils pédologiques.

II.1.4.1. La perméabilité du sol

La méthode utilisée est celle du double anneau qui permet de déterminer la vitesse d'infiltration (perméabilité verticale).

On enfonce dans le sol deux cylindres de même axe, d'environ 25 et 50 cm de diamètre. L'on remplit d'eau au même niveau au début de l'opération et l'on mesure dans la partie centrale à intervalles de temps déterminé les niveaux de l'eau qui s'abaisse.

Tableau II.4 : la répartition de la perméabilité du périmètre Zit Emba (par la méthode du double anneau)

Classe	1	2	3	4	5	Total
Cm / h	< 1	1 à 2	2 à 3	3 à 4	> 4	
Superficie en %	14	17	57	7	5	100
	Trop imperméable	Très imperméable difficile à irriguer	Imperméable Irrigable	Perméable Irrigable	Très perméable	

Source : ONID Alger

La valeur de 2,5 cm / h (classe 3) est représentative des sols moyennement favorables couvre la plus importante surface de notre périmètre. Les classes extrêmes (1 et 5) sont faiblement représentées

II.1.4.2. La densité apparente et la densité réelle

Deux méthodes ont été utilisées :

- ✓ Détermination au laboratoire sur motte de terre par la méthode au mercure, pour la majorité des échantillons.
- ✓ Mesure par la méthode du cylindre, pour une vingtaine d'échantillons. On enfonce dans le sol un cylindre d'un volume connu (100 cm³), puis l'on coupe

la terre au ras de celui-ci avec la lame d'un couteau. Après séchage à l'étuve à 105°C, la terre est pesée (p), et l'on a :

$$\text{Densité apparente : } DA = \frac{p}{v}$$

Les densités réelle et apparente, servent à calculer la porosité des sols mais; également les doses d'irrigation et renseignent bien sur l'état structural des sols (une faible densité apparente correspondant à un bon état structural et une bonne porosité),

Les densités réelles varient de 2,2 à 2,9 et décroissent en fonction de la profondeur.

Les densités apparentes varient d'avantage de 1,4 à 2,1 et plus; ces variations sont liées à la texture et à la structure du sol. Les sols à texture très fine ont une forte densité apparente de l'ordre de plus de 2 (mauvais état structural).

II.1.4.3. La porosité

La porosité qui représente tous les vides du sol est exprimée en pourcentage du volume du sol non occupé par les substances solides. La porosité est dépendante de la densité apparente ainsi que la densité réelle. La porosité varie en fonction de la texture et de la structure du sol; mais en sens inverse : les sols à faible densité apparente ont une forte porosité, la porosité varie de 4,5% à 37,5%, l'écart entre ces deux extrêmes est important.

II.1.4.4. La réserve facilement utilisable

La RFU qui est la réserve en eau facilement utilisable, détermine le volume d'eau nécessaire pour amener le sol à sa capacité de rétention et permet d'estimer la quantité d'eau à apporter par arrosage.

Les valeurs de la RFU varient entre 125 et 500 m³/ha pour la profondeur 0-40cm et entre 250 et 600 m³/ha pour la profondeur 40-80 cm. Ces valeurs sont relativement assez élevées et s'expliquent par la texture fine abondante dans la zone étudiée.

II.1.5. L'aptitude culturale

La mise en valeur des sols du périmètre par des cultures irriguées doit répondre à l'adéquation entre les caractéristiques intrinsèques du sol et les exigences des cultures à mettre en place à savoir :

- ✓ L'identification, la quantification et le classement par importance des propriétés intrinsèques du sol, qui se manifestent par la profondeur, salinité, texture et structure, charge caillouteuse, richesse en calcaire, caractère hydromorphe et vertique.
- ✓ L'évaluation des exigences qualitatives des cultures (arboriculture, grandes cultures et cultures industrielles).
- ✓ Evaluation de la qualité de l'eau d'irrigation.

- **Arboriculture**

De façon générale, les sols présentent de bonnes aptitudes pour les espèces : les agrumes, l'olivier, la vigne, ou l'abricotier. Certains sols présentent des aptitudes moyennes pour l'arboriculture fruitière irriguée tels que le pommier, poirier.

- **Cultures industrielles**

Les cultures industrielles peuvent être introduites dans le périmètre étudié, en particulier la tomate industrielle et la betterave sucrière, dont les sols présentent de bonnes aptitudes culturales.

- **Cultures céréalières et fourragères :**

Les cultures céréalières (blé, orge) peuvent être cultivées dans le périmètre sans contraintes ou restrictions en irriguée ou en sec. Les cultures fourragères deviennent possibles en irrigation, à introduire dans la région, car elles permettent de développer l'élevage (vocation de la région) et leurs résidus végétaux constitueront des amendements qui contribueront à l'amélioration de la majorité des sols à texture fine et très fine et de structure défavorable.

Les sols présentent de bonnes aptitudes à moyennes pour les cultures suivantes : le blé, l'orge, la luzerne, le bersim et le Sorgho.

- **Cultures maraichères :**

Cette liste concerne les cultures en extension ; les cultures sous serres comme pratiquées dans la région peuvent avoir des aptitudes meilleures qui dépendent de la qualité du sol apporté et de la conduite de la spéculacion. Les sols ne présentent aucune restrictions pour les cultures telles que : la tomate, la pomme de terre, la carotte, le navet, le chou-fleur, les cucurbitacées, le piment, le poivron, l'ognon et l'ail.

Légumineuses :

Leur irrigation permet une augmentation des rendements, car elles permettent l'enrichissement des sols en azote, l'améliorent de la structure du sol et de développer l'élevage (vocation de la région). De plus, leurs résidus végétaux constitueront des amendements qui contribueront à l'amélioration des sols à texture fine et de structure défavorable.

II.1.6 Etude foncière

Une enquête par sondage et un inventaire des parcelles effectués en 1991 ont permis de connaître la situation du périmètre.

La zone à équiper comprend 45,5 % de la surface pour les exploitations collectives (EAC) et 54,5 % pour les exploitations individuelles (EI).

L'enquête par sondage a permis de définir, sur le plan économique, douze types d'exploitation. Ces douze types de base ont servi dans la modélisation économique du périmètre.

Tableau II.5 : Répartition des exploitations du périmètre à équiper par classe de taille.

Type	Classe	1	2	3	4	5	1A	1C
EAC	ha	10	20	40	60	80	-	-
E I	ha	4	8	12	20	-	1,5	2,5

Source : ONID Alger

La répartition des exploitations collectives (EAC) et des exploitations individuelles (EI) dans tout le périmètre de Zit Emba (zone sud et zone nord) sont représentées dans le tableau suivant :

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

Tableau II.6 : Superficies (ha) occupées par les exploitations collectives (EAC)

Secteur	EAC 2	EAC 3	EAC 4	EAC 5
1	28	191	0	92
2	117	34	31	0
3	18	31	24	64
4	40	0	0	68
5	110	52	0	283
6	0	0	0	123
7	42	0	0	123
8	67	13	0	0
9	0	0	0	0
10	0	0	0	0
11	18	47	187	290
12	17	0	0	0
13 nord	103	0	0	0
13 sud	0	0	50	0
14	58	0	17	0
15	0	17	0	192
16	25	0	0	0

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

17	36	0	115	87
18	0	52	72	133
Total	683	437	496	1455
Total toutes EAC	3067			

Source : ONID Alger

Tableau II.7 : Superficies (ha) occupées par les exploitations collectives (EAC)

Secteur	EI 1 Ptes	EI 2	EI 3	EI 4	EI 5
1	3	22	30	0	0
2	27	36	0	23	0
3	0	0	0	0	0
4	12	18	0	0	0
5	0	0	0	0	63
6	64	46	0	0	0
7	64	20	12	0	0
8	264	40	0	0	0
9	335	0	0	0	0
10	399	0	0	0	0
11	44	18	0	0	0
12	293	0	0	0	0

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

13 nord	6	0	0	0	0
13 sud	28	18	0	0	0
14	237	0	0	0	0
15	0	0	0	0	39
16	405	0	0	0	0
17	13	60	0	0	160
18	273	222	43	36	35
Total	2466	500	85	59	297
Total toutes EI	3408				

Source : ONID Alger

II.2. Ressources en eau

L'eau est un élément constitutif majeur de la matière végétale ; pour cela on va présenter dans cette partie les ressources en eau qui peuvent alimenter notre zone d'étude et analyser les pluies, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydro-agricole.

L'étude porte sur la qualité de l'eau, l'homogénéisation des séries pluviométriques, et l'étude fréquentielle des séries pluviométriques par des lois statistiques, et la détermination de l'année de calcul.

Les eaux d'irrigation peuvent être superficielles (barrages, lacs, cours d'eau) ou souterraines (Nappes, forages, puits). Elles doivent être en outre de bonne qualité, surtout peu chargées en sels.

II.2.1 Analyse hydrologique

L'étude hydrologique est indispensable à la mise en œuvre d'un projet d'aménagement hydro-agricole puisqu'elle permet le calcul des besoins de cultures projetées dans le périmètre.

a) Caractéristiques hydrauliques du barrage de Zit Emba

Le barrage de Zit Emba s'étend sur un bassin versant évalué à 485km². L'altitude maximale est 1200 m, minimale 50 m et moyenne 376 m. Il est situé sur le territoire de la commune de Bekkouche Lakhdar, dans la daïra de Ben Azzouz, mis en service en 2001. Il est destiné à l'alimentation en eau potable de la commune d'Azzaba, ainsi qu'à l'irrigation d'un périmètre de 6 500 ha situé sur la plaine de Ben Azzouz. Il assure une partie de l'alimentation de la ville de Skikda.

Tableau II.8 : Caractéristiques hydrauliques du barrage

Type	terre hétérogène avec noyau d'argile.
Capacité de la retenue	120 Mm ³
Volume régularise	43,4 Mm ³
Hauteur de la digue	50 m
Longueur en crête	598,5 m
Cote N.R.N	86 m
Cote P.H.E	91 m

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

Superficie plan d'eau au N.N.R :	810 ha
Pluviométrie :	600 mm

b) Alimentation des secteurs du périmètre

Le barrage de Zit Emba est du type mixte destiné à l'alimentation en eau ainsi qu'à l'irrigation des différents secteurs du périmètre Zit Emba d'une superficie totale de 6475 ha.

II.2.2 Etude de la qualité de l'eau d'irrigation

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

Les valeurs de simulation en ce qui concerne la qualité de l'eau pour le barrage de Zit Emba sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Qualité de l'eau de simulation du barrage Zit Emba.

période	année	Teneur en ions en mg/l							Minirisation mg/l	CE mmho/cm
		ph	Ca ²⁺	Mg ²⁺	Na ⁺ K ⁺	Hco ₃ ⁻	So ₄ ²⁻	Cl ⁻		
Valeurs souhaitables		6.5 a 8.4	-	-	<69	<90	-	<106 <141	<480	<0.75
Crues	1972	7.1	50	23	29	165	95	43	395	-
	1978	8.4	68	14	13	201	24	25	357	-
	1984	7.7	38	11	15	129	38	23	255	-
	1991	8.2	24	17	17	116	44	25	122	0.2
Etiage	1971	8.7	200	55	115	183	346	298	1197	-
	1972	8.3	178	50	93	201	410	153	1075	-
	1973	8.1	122	52	100	165	362	173	1001	-
	1973	7.5	160	53	95	96	470	168	1047	-

Source : ONID Alger

II.2.3. Classification des eaux pour l'irrigation

Les deux premiers critères à savoir la salinité de l'eau et l'alcalinité sont d'importance majeure, car un excès de sel augmente la pression osmotique de l'eau du sol et provoque des conditions qui empêchent les racines d'absorber l'eau, provoquant une sécheresse physiologique et un flétrissement des plantes puisque les racines n'absorbent pas suffisamment d'eau pour remplacer celle perdue par évapotranspiration.

La quantité totale des sels est exprimée, généralement, par la conductivité électrique (CE), elle est une propriété associée à la mobilité des ions, elle est mesurée à 25°C et exprimée en mmhos/cm.

La salinisation du sol limite considérablement la production des cultures et par conséquent a des effets négatifs sur la sécurité alimentaire. Dans les régions arides et semi-arides, où les précipitations sont insuffisantes pour lessiver les sels solubles du sol et où le drainage est restreint, des sols salins vont se former avec des concentrations élevées de sels de sodium (Na^{++}), de calcium (Ca^{++}), de magnésium (Mg^{++}), les chlorures et les sulfates. On distingue quatre classes de danger de salinité de l'eau en fonction de la conductivité électrique :

a) La Conductivité électrique (CE)

Le laboratoire de Riverside (1954) a donné une classification basée sur la mesure de la conductivité à 25°C et exprimée en mmhos/cm. Qui permet de déterminer quatre classes d'eau :

- **C1 (CE < 0.250 mmhos/cm) :** Eaux utilisables pour l'irrigation de la plupart des cultures sur la plupart des sols.
- **C2 (CE comprise entre 0.250 et 0.750 mmhos/cm)** Eaux utilisables avec un léger lessivage. Les plantes modérément tolérantes aux sels peuvent pousser dans la plupart des cas, sans pratique spéciale de Contrôle de la salinité.
- **C3 (CE comprise entre 0.750 et 2.250 mmhos/cm) :** Eaux inutilisables pour les sols à drainage restreint. Même avec un bon drainage, des pratiques spéciales de contrôle de la salinité peuvent être nécessaires et les plantes ayant une bonne tolérance aux sels peuvent seules être cultivées.

- **C4 (CE 250 C > 2.250 mmhos/cm)** : Eaux inutilisables normalement pour l'irrigation. Exceptionnellement, elles peuvent être utilisées sur des sols très perméables avec un bon drainage et l'eau d'irrigation sera appliquée en excès pour assurer un fort lessivage du sol.

Les plantes cultivées devront être très tolérantes aux sels.

Remarque :

L'eau du barrage de Zit Emba prévue pour l'irrigation du périmètre étudié a une conductivité électrique moyenne **CE=0,2 mmhos/cm**, donc de classe **C1** (Eau de faible salinité à risque faible).

b) Le SAR ou risque d'alcalinité

Pour maintenir les conditions d'infiltration adéquates dans les sols irrigués, il faut Veiller à empêcher les complexes d'échange du sol de se charger en Na⁺. On exprime le danger de sodicité d'une eau d'irrigation par le SAR (Sodium Absorption Ratio).

On distingue quatre (4) classes :

➤ **Classes 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.

➤ **Classes S2 : 10 < S.A.R < 18**

La quantité de sodium est qualifiée de moyenne. Le danger d'alcalinisation du sol est appréciable dans les sols à texture fine et à forte capacité d'échange, surtout dans des conditions de faible lessivage. Ces eaux peuvent poser des problèmes sur le plan structural du sol à moins que du gypse soit présent en quantité suffisante au niveau de ce dernier. Elles sont utilisables sur les sols à texture grossière ou les sols organiques ayant une bonne perméabilité

➤ **Classes S3 : 18 < S.A.R < 26**

La quantité de sodium dans ces eaux est qualifiée d'élevée. Elles sont à employer avec prudence. Sinon de graves difficultés peuvent apparaître sur la plupart des sols

➤ **Classes S4 : S.A.R > 26**

De telles eaux sont qualifiées d'impropres à l'irrigation, sauf si sa salinité est très faible et si on ajoute du gypse ou autre source de Ca soluble pour améliorer le bilan ionique.

Le SAR est défini par l'équation suivante :

$$S.A.R = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}} \dots\dots\dots (II.1)$$

Les cations sont exprimés en milliéquivalent par litre (meq/l).

Les résultats de calcul du SAR de l'eau du barrage de Zit Emba sont présentés dans le tableau ci-dessous

Tableau II.10 : Valeurs de calcul du SAR de l'eau de simulation du Barrage de Zit Emba

	Ca ⁺⁺		Mg ⁺⁺		Na ⁺		SAR
	mg/l	meq/l	mg/l	meq/l	mg/l	meq/l	
Crue	50	2,5	23	1,89	29	1,26	0,85
	68	3,4	14	1,15	13	0,57	0,37
	38	1,9	11	0,90	15	0,65	0,55
	24	1,2	17	1,40	17	0,74	0,65
Etiage	200	10	55	4,52	115	5,00	1,86
	178	8,9	50	4,11	93	4,04	1,59
	122	6,1	52	4,27	100	4,35	1,91
	160	8	53	4,36	95	4,13	1,66

Pour l'année 2015 on a :

$$\left. \begin{array}{l} Ca^{++}=95mg/l= 4.75 meq/l \\ Mg^{++}=93mg/l= 7.97 meq/l \\ Na^+=115mg/l= 5 meq/l \end{array} \right\} \rightarrow S.A.R = \frac{5}{\sqrt{\frac{4.75 + 7.97}{2}}} = 1.98 < 10$$

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

D'après les résultats du calcul du rapport d'absorption du sodium SAR de l'eau d'irrigation (1.95) et avec la valeur de la conductivité électrique qui est égale à $CE = 0.1755$ mmhos/cm; on pourra classer notre eau d'irrigation.

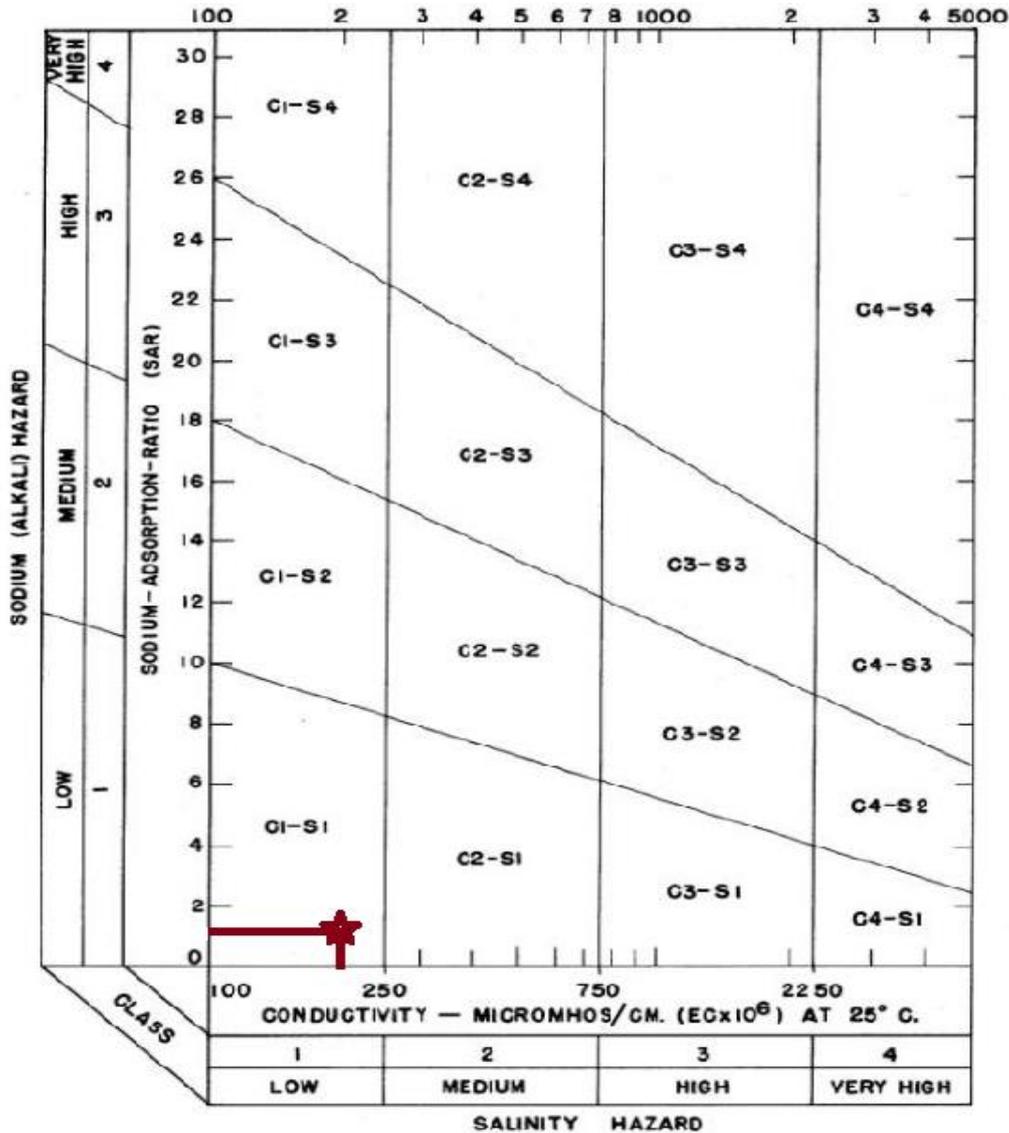


Figure II.1 : Classification des eaux du barrage de Zit Emba selon le diagramme de Riverside.

c) Classification de l'eau d'irrigation selon l'U.S.S. L (1954)

C'est la classification la plus utilisée en ce qui concerne l'irrigation proposée par le laboratoire de Riverside (RICHARD 1954), elle est basée sur :

Selon la salinité et le risque d'alcalinisation des eaux destinés à l'irrigation. C'est-à-dire :

-La conductivité électrique exprimée en CE (mmhos/cm)

-Le SAR (% de Na échangeable)

D'après le diagramme de Riverside: l'eau du barrage de Zit Emba est de classe **C1S1** ce qui veut dire que l'irrigation avec cette eau est possible sans aucune nuisance sur le sol ou les plantes puisque l'alcalinité est faible et le risque de salinité est faible, donc le lessivage n'est pas à effectuer pour notre périmètre.

d) Qualités physiques

-pH de l'eau d'irrigation : Le pH influence la forme et la disponibilité des éléments nutritifs dans l'eau d'irrigation puisque il conditionne la solubilité de la plupart des microéléments.

Le pH de l'eau du barrage est de 7.5.

-La température : Elle est généralement égale à la température ambiante.

II.2.4. Oued Kebir

Les crues hivernales peuvent entraîner des débordements malgré le lit mineur très profond de l'oued Kebir dans son parcours entre Bekkouche-Lakhdar et Ben-Azzouz, car le lit est très encombré par la végétation.

Le relief irrégulier et la forte teneur en argile de la plupart des sols crée par ailleurs des zones d'inondations même sans débordement par suite de la stagnation des eaux pluviales. Ainsi, "les cuvettes" se remplissent très rapidement et restent visibles jusqu'au printemps où la mise en culture est très tardive dans certaines zones. Un assainissement général est donc à définir, au moins dans la partie Sud et centrale du périmètre. Sur certaines parcelles, les submersions se produisent pratiquement chaque année, sur les autres, par contre, elles n'interviennent qu'exceptionnellement.

Les résultats d'examen pédologiques ont démontré la nécessité d'un assainissement par drainage des terrains où le type et la structure du sol et le niveau de la nappe l'exigent.

Dans les secteurs particuliers, les superficies à équiper d'un système d'assainissement à cause des débordements des cours d'eau sont les suivantes:

Tableau II.11 : Surfaces irriguées et submergées selon les secteurs

Secteur		Surface (ha)	
		totale du secteur	submergée
Zone Sud	1	320	-
	2	268	123
	3	137	61
	4	138	72
	5	507	319
	18	866	472
	6÷7 sud	234	195
	Zone sud	2516	1256
	6÷7 centre	200	163
	6÷7 nord	61	35
	8	383	9
	9÷16	765	694
	10	399	8
	11	604	-
	12	311	6
	13 sud	96	12
	13 nord	109	15
	14	312	86
	15	248	248
	17	471	-
Zone nord		3959	1276
Total		6475	2520

Source : ONID Alger

Dans la partie Nord, en aval du pont de Ben-Azzouz et au-delà des limites du périmètre d'étude, le lit de l'oued Kebir est moins marqué, et les plans d'eau sont influencés par la mer et par la crue de l'oued Aneb (et de l'oued Emkouche probablement) et par la présence ou non d'une barre sableuse au débouché en mer de l'oued Kebir. De vastes "Garrets" à faible altitude bordent l'oued dans son dernier tronçon avant la mer et les inondations y sont fréquentes. L'étude de régularisation de l'oued Kebir Ouest a pris en compte ces phénomènes et a proposé un ensemble de solution comprenant :

- Des barrages supplémentaires à celui de Zit -Emba avec une tranche réservée pour amortir les crues (sur oued fendek, Meksen, bou El hadjar).
- Un endiguement partiel : dans les zones avales, avec la création de station de pompage pour l'assainissement.
- Le maintien d'une zone d'inondation près de l'embouchure.
- La création d'un seuil surtout en vue d'interdire les remontées d'eau salée et pour protéger les zones avales dont la mise en valeur est proposée y compris les "Garrets".

II.2. 5. Les eaux souterraines

L'analyse des ressources en eau souterraines de la région de Zit-Emba a montré que les prélèvements d'eau à usages urbains ou industriels par forage ont déjà atteint les potentialités reconnues du sous-sol de la région.

Pour les forages à usage non agricole recensés en 1991 et ceux en cours en 1992 (destinés notamment à la wilaya de Annaba), le débit d'équipement est de 517 l/s environ, alors que le débit d'exploitation conseillé après l'étude hydrogéologique de l'oued Kebir Ouest est de 450 l/s, en incluant la zone des dunes de Guerbes.

Au-delà des réalisations recensées en 1991-1992, le programme de creusement de forges s'est poursuivi ; ainsi sept forages sont réalisés au profit de la zone Ouest de Annaba au lieu de six déjà pris en compte dans le bilan présenté (1991-1992) (un huitième improductif a été abandonné).

Sur le plan de la qualité de ces eaux, les analyses anciennes et récentes montrent que toutes les eaux sont complètement en dehors des normes acceptables pour l'irrigation (d'après

la classification de Riverside), leur salinité est trop élevée (conductivité souvent mesurée entre 1 à 5 mmho/cm pour une limite à 0.75).

Les eaux souterraines ne peuvent donc pas être envisagées pour l'irrigation dans le projet de Zit-Emba tant du fait de leur utilisation déjà engagée par les communautés urbaines que de leur mauvaise qualité. [2]

II.2.6. CONCLUSION

Vue la qualité d'eau du barrage, on peut dire que cette eau est une bonne source d'approvisionnement pour l'irrigation, ce qui permet donc d'avoir des bonnes conditions de gestion du sol et de l'eau.

Son utilisation ne cause pas donc de problèmes pédologiques et agronomiques et ne cause pas de problèmes de toxicités.

Cependant il reste à discuter la capacité du barrage à assurer l'eau d'irrigation pour la totalité du périmètre, surtout après avoir réservé une partie d'eau pour l'alimentation en eau potable de la région de Skikda.

II.3. Hydrologie

L'objectif de l'étude hydrologique est de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquences données, qui conditionnent l'étude du chapitre III (besoins en eaux des cultures) de notre projet, l'étude porte sur : l'homogénéisation des séries pluviométriques, l'étude fréquentielle des séries pluviométriques par des lois statistiques et la détermination de l'année de calcul.

III.3.1 Traitement des données pluviométriques

La précipitation est un facteur climatique très important, elle nous permet de connaître la période où les cultures ont besoin d'être irriguées ou pas. Donc pour estimer ces déficits d'eau une analyse statistique doit être faite pour déterminer l'année de calcul, vérifier l'homogénéité des séries pluviométriques et étudier fréquemment de ces dernières par des lois statistiques.

II.3.1.1 Présentation de la série pluviométrique

La série des précipitations moyennes mensuelles d'une période de 41 ans (tableau II.2) est donnée par la station pluviométrique d'AZZABA PEPINIERE, dont sa position est indiquée dans le tableau ci-dessous :

Tableau II .12 : Caractéristiques de station pluviométrique

Nom de la station	Code	Coordonnées en Lambert		Altitude	Période d'observation	Nombre d'années observées
		X(Km)	Y(Km)			
AZZABA PEPINIERE	031106	892,3	391,35	91	1968/1981 1983/2009	41

Source : ANRH (ALGER)

Tableau II.13 : Répartition des précipitations moyennes mensuelles (mm).

Années	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Août.	Annuelle
1968	2,6	5,4	46,2	130,1	105,5	48,8	54	17,5	7,2	2,7	0	5,7	425,7
1969	10,4	19,1	26	131,9	95	31,1	49	3,7	2	0	0	2	370,2
1970	0	106	1,8	53	78,8	77,4	105,4	44,6	22,7	3,6	0,4	0	493,7

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

1971	44,7	112,6	53,9	28,9	178,5	68,8	89,1	108,9	48,6	17,4	0,1	6,3	757,8
1972	38,6	67,9	2,4	138,3	211,6	119,5	142,4	23,2	0	28,9	0	3	775,8
1973	52,6	43,9	16,8	74,7	32,4	89,9	32,2	83,4	25,5	0	0,5	0	451,9
1974	39,6	90,6	102,6	45,1	22,4	75,9	82,9	2,6	74,8	1,6	0	19,4	557,5
1975	17,9	26	135,3	113,8	90,2	159,2	105,3	54,8	38,3	1,8	2,6	7,9	753,1
1976	45,2	207,1	193	9,1	57,2	10,1	5,6	40,3	45,9	16,8	0,4	3,3	634
1977	3,1	27,3	155,5	7,5	77,3	95,4	59,2	124	62,4	0	0	3,3	615
1978	1,9	49,1	84,9	60,1	29,3	174,6	75,1	184,8	12,4	15,5	1,1	1,2	690
1979	36,4	32,7	122,7	17,6	38	10,3	104	65,2	32,4	2,2	0	0,2	461,7
1980	32,2	40,1	75,5	108,1	67,4	65,2	21,4	16,9	12,4	11,5	0,3	2,2	453,2
1981	3,9	36,3	40,4	144,9	118,6	111,9	113,4	65,2	27,7	0	0,6	7,7	670,6
1983	23,3	24,3	213,1	64,2	174,7	226,8	35,2	38,1	16	5,7	0	0,4	821,8
1984	26,9	147,8	3,6	280,4	128,8	66,3	159,8	38,3	34,8	0	0	1,2	887,9
1985	44,7	14,9	40	35	146,6	56,8	90,3	33,5	1,3	7,4	1,3	0	471,8
1986	22,6	83,4	122,6	175,6	106,6	264,8	101,8	40,4	60,5	0	0	0	978,3
1987	26,9	38,7	85,7	24,3	75,7	76,3	65	7,8	18,8	29,3	0	0	448,5
1988	44,9	0	32,6	190,7	46,1	60,9	50	71,2	1,4	6,1	0,4	3,3	507,6
1989	9,9	74,6	52,9	53,1	143	0	30,8	49,3	26,1	27,9	0	26,2	493,8
1990	0	42,3	149	302,6	92,5	80,7	68,6	24,5	0	6,1	0,4	3,3	770
1991	44,1	139,9	43,9	1,3	87,6	73,1	62,6	156,3	19,6	8,4	1,3	0,3	638,4
1992	0	12,3	50,9	190,6	76,5	62,6	66,4	4,5	25,3	0	0	0	489,1
1993	19,2	61,1	14,6	117,3	94	105,3	65,3	52,4	26,6	0	0	0	555,8
1994	6,9	83,8	26,8	136,2	269,4	7,9	94,8	7,2	0	2,3	0	0,4	635,7
1995	39,4	2,2	78,8	78,1	70,7	226,1	85,4	31,4	11,5	0	0	1,7	625,3
1996	37,3	6,1	13,6	96,4	64,8	25,7	18,7	19,8	0,3	0	4,9	6,7	294,3
1997	15,7	95,3	200,1	149,2	72,3	119,7	94	57,2	100,4	5,3	0	2,1	911,3
1998	41,1	26,6	172,2	85,4	115,4	60,7	61,4	40,7	0	5,8	0	0,4	609,7
1999	2,7	22,5	79,3	124,5	68,3	16,9	8,4	6	86,9	3,1	0	2,3	420,9

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

2000	0	47,6	27,3	84,6	170,2	101,4	17,4	44,6	11,9	0	0	0	505
2001	41,4	9,8	48,5	45,3	32,5	80,9	6,3	28,2	1,6	0	2,9	16,9	314,3
2002	7	26,4	197,8	168,8	190,5	131,7	26,3	76,8	10,6	0	0	3,3	839,2
2003	65,2	21,4	27,4	170,8	111,2	12,9	39,9	57	35,3	40,5	0	0	581,6
2004	51,4	11,4	231,4	234,1	98,3	197,7	59,8	84,3	0	1,3	0	5,9	975,6
2005	2,7	6	19,8	167,5	166,1	100,6	27,5	5,9	8,1	0	0	5,8	510
2006	11,1	74,2	22	157,5	95	38	199,4	20,7	2,7	3,5	1,7	0	625,8
2007	4,4	48,8	84,9	150,5	15,9	23	75,3	51,3	37,1	0	0	2,1	493,3
2008	64,7	8,3	75,5	82	44,7	55,4	65,7	42,3	12,6	1,3	0	3,4	455,9
2009	146	55,4	72,6	112,2	126,6	40,8	28,9	20,5	15,7	4,6	0	0	623,3
Moy	27,5	50,0	79,1	110,8	99,7	84,2	66,9	47,4	23,8	6,4	0,5	3,6	599,9

Source : ANRH d'Alger

Après analyse de cette série, on remarque que la pluie a une répartition uniformément au cours de ces 41 ans sauf en période d'été où la pluie est vraiment faible. On remarque que la pluie maximale se situe entre Décembre et janvier, et la minimale entre Juillet et Août.

La série des pluies annuelles (1983 –2012) présente des caractéristiques statistiques suivantes :

Tableau II.14 : Caractéristiques de la série pluviométrique

Taille de la série	41
Moyenne	599.9
Ecart type	172
Cv	0.287
Min	294.3
Max	978.3

II.3.1.2 L'homogénéité de la série pluviométrique [04]

On procède au test de Mood basé sur la Médiane pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique. C'est un test statistique robuste.

➤ **Test de Mood :**

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

Soit un échantillon $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$. Déterminons sa médiane M après avoir classé l'échantillon par ordre croissant.

La médiane M est une constante de telle sorte que 50% des x_i lui soient inférieurs et 50% des x_i lui soient supérieures.

Remplaçons donc la série des valeurs non classées par une suite de signes :

+ pour les $x_i > M$

- Pour les $x_i < M$

Calculons les quantités Ns et Ts avec :

Ns : Nombre total de séries de + et de -.

Ts : Taille de la plus grande série de + ou de -.

Ns suit approximativement une loi normale de moyenne $\frac{N+2}{2}$ et de variance $\frac{1}{4}(N-1)$ et Ts suit une loi binomiale.

Ceci permet d'établir que pour un seuil de signification compris entre 91% et 95%, les conditions du test sont les suivantes :

$$\text{➤ } Ns > \frac{1}{2}(N+1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N+1})$$

$$\text{➤ } Ns < \frac{1}{2}(N+1 + u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N+1})$$

$$\text{➤ } Ts < 3.3 (\log_{10} N+1)$$

Si les conditions du test sont vérifiées, on conclut que la série à étudier est homogène au seuil de signification $1-\alpha$.

Le tableau II.12 détaille le procédé du Test d'homogénéité pour notre station:

Tableau II.15 : Résultats du Test de Mood

Rang	Années	Série d'origine	Ns/Ts
1	1968	425,7	-
2	1969	370,2	-
3	1970	493,7	-
4	1971	757,8	+

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

5	1972	775,8	+
6	1973	451,9	-
7	1974	557,5	-
8	1975	753,1	+
9	1976	634	+
10	1977	615	+
11	1978	690	+
12	1979	461,7	-
13	1980	453,2	-
14	1981	670,6	+
15	1983	821,8	+
16	1984	887,9	+
17	1985	471,8	-
18	1986	978,3	+
19	1987	448,5	-
20	1988	507,6	-
21	1989	493,8	-
22	1990	770	+
23	1991	638,4	+
24	1992	489,1	-
25	1993	555,8	-
26	1994	635,7	+
27	1995	625,3	+
28	1996	294,3	-
29	1997	911,3	+
30	1998	609,7	+
31	1999	420,9	-
32	2000	505	-
33	2001	314,3	-

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

34	2002	839,2	+
35	2003	581,6	+
36	2004	975,6	+
37	2005	510	-
38	2006	625,8	+
39	2007	493,3	-
40	2008	455,9	-
41	2009	623,3	+

D'après les calculs, nous avons : **La médiane =581.6**

Ns=20 et **Ts=4**

On vérifie les conditions :

- $Ns > \frac{1}{2} (41 + 1 - 1.96\sqrt{41 + 1}) = 14.65$
- $Ns < \frac{1}{2} (41 + 1 + 1.96\sqrt{41 + 1}) = 27.35$
- $Ts < 3.3 (\log_{10} 41+1) = 5.36$

➔ Les résultats de calcul montre que la condition de Mood est vérifiée. Donc la série des précipitations moyennes annuelles est homogène.

➤ Test de Wilcoxon

Ce test consiste à diviser la série pluviométrique d'origine en deux sous séries X et Y de telle sorte que N1 et N2 représentent respectivement la taille des deux sous séries, (généralement on prend $N2 > N1$).

Nous allons par la suite classer les valeurs de la série pluviométrique d'origine par ordre croissant en prenant le soin d'attribuer pour chaque valeur son rang et le nom de la sous série à laquelle elle appartient.

Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée. [7]

Avec :

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

$W_{\min} < W_x < W_{\max}$ $W_x = |Rang|_x$ W_x : Somme des rangs de sous séries

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

$$W_{\max} = [(N_1 + N_2 + 1).N_1 - W_{\min}] \dots\dots\dots (\text{II.3})$$

Tableau II.16: Détaille du procédé de Test d'homogénéité pour la station d'AZZABA PEPINIÈRE code (031106)

Série origine	Série X	Séries-Y	Rang	TRI	X-Y
425,7	425,7	493,8	1	294,3	y
370,2	370,2	770	2	314,3	y
493,7	493,7	638,4	3	370,2	X
757,8	757,8	489,1	4	420,9	Y
775,8	775,8	555,8	5	425,7	X
451,9	451,9	635,7	6	448,5	X
557,5	557,5	625,3	7	451,9	X
753,1	753,1	294,3	8	453,2	X
634	634	911,3	9	455,9	Y
615	615	609,7	10	461,7	X
690	690	420,9	11	471,8	X
461,7	461,7	505	12	489,1	Y
453,2	453,2	314,3	13	493,7	X

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

670,6	670,6	839,2	14	493,3	Y
821,8	821,8	581,6	15	493,8	Y
887,9	887,9	975,6	16	505	Y
471,8	471,8	510	17	507,6	X
978,3	978,3	625,8	18	510	Y
448,5	448,5	493,3	19	555,8	Y
507,6	507,6	455,9	20	557,5	X
493,8	-	623,3	21	581,6	Y
770	-	-	22	609,7	Y
638,4	-	-	23	615	X
489,1	-	-	24	623,3	Y
555,8	-	-	25	625,3	Y
635,7	-	-	26	625,8	y
625,3	-	-	27	634	x
294,3	-	-	28	635,7	y
911,3	-	-	29	638,4	y
609,7	-	-	30	670,6	x
420,9	-	-	31	690	x
505	-	-	32	753,1	x
314,3	-	-	33	757,8	x
839,2	-	-	34	770	y
581,6	-	-	35	775,8	x
975,6	-	-	36	821,8	x

510	-	-	37	839,2	y
625,8	-	-	38	887,9	x
493,3	-	-	39	911,3	y
455,9	-	-	40	975,6	y
623,3	-	-	41	978,3	x

$$\left\{ \begin{array}{l} W_x = 426 \\ W_{\min} = 344,4 \\ W_{\max} = 495,7 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} W_{\min} < W_x < W_{\max} \\ 344,4 < 426 < 495,7 \end{array} \right.$$

Comme la condition de Wilcoxon est vérifiée donc notre série est homogène

Résultat :

On a utilisé deux tests de vérification d'homogénéité pour notre série pluviométrique afin de s'assurer de nos calculs ; car tous les calculs qui suivent dans les chapitres suivants vont se baser sur cette série. On est sorti pas une vérification des deux tests donc notre série est homogène et peut être utilisée en toute sécurité.

II.3.1.3 Ajustement statistique des pluies

Les données de pluies annuelles sont souvent ajustables à des lois statistiques nombreuses, ceci est dû à la faible variabilité interannuelle pour certaines stations. Dans notre cas, on utilise pour celle qui garantit le meilleur ajustement possible. La loi d'ajustement la plus communément employée dans le cas de pluies moyennes annuelles est :

- Loi de Gauss ou loi normale

Les étapes de tout calcul d'ajustement sont :

- ✓ Classer les valeurs de la série par ordre croissant ou décroissant.
- ✓ Affecter un rang à chaque valeur classée.

- ✓ Calculer la fréquence expérimentale (formule empirique).
- ✓ Calculer des caractéristiques empiriques.
- ✓ Tracer la courbe sur un papier approprié à chaque loi.
- ✓ Tirer les quantiles du graphe.
- ✓ Tester la validation de la loi utilisée.
- ✓ Calculer l'intervalle de confiance 95%.
- ✓ Calculer les valeurs mensuelles de l'année sèche.

II.3.1.3.1 Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale

Le procédé de calcul consiste à:

- Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- Calculer la fréquence expérimentale (par la formule de Hazen par exemple).

-Variable réduite de gauss : $U = \frac{X - \bar{X}}{\delta}$

-Calcul des caractéristiques empirique de loi (\bar{X} ; δ ; Cv ; CS=0).

-Calculer le coefficient de variation : $Cv = \frac{\delta}{x}$

Le quantile de pluie pour une période de retour donnée est:

$$XP\% = \bar{X} + \delta * Up\%$$

Avec : XP%: précipitation de probabilité P%.

Up%: variable réduit de Gauss.

\bar{X} : Moyenne arithmétique.

δ : Écart type

Dans cette partie on a utilisé le logiciel à « Hyfran» pour ajuster notre série a la loi de Gauss.

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station d'AZZABA sont regroupés dans le tableau II.3 et la figure II.3 :

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

Taille n= 41

Moyenne= 600

Ecart-type= 172

Niveau de confiance=95%

Tableau II.17: Ajustement à la loi de Gauss (loi normale)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
5.0	0.800	745	31.4	683-806
2.0	0.500	600	26.9	547-653
1.25	0.200	455	31.4	393-517

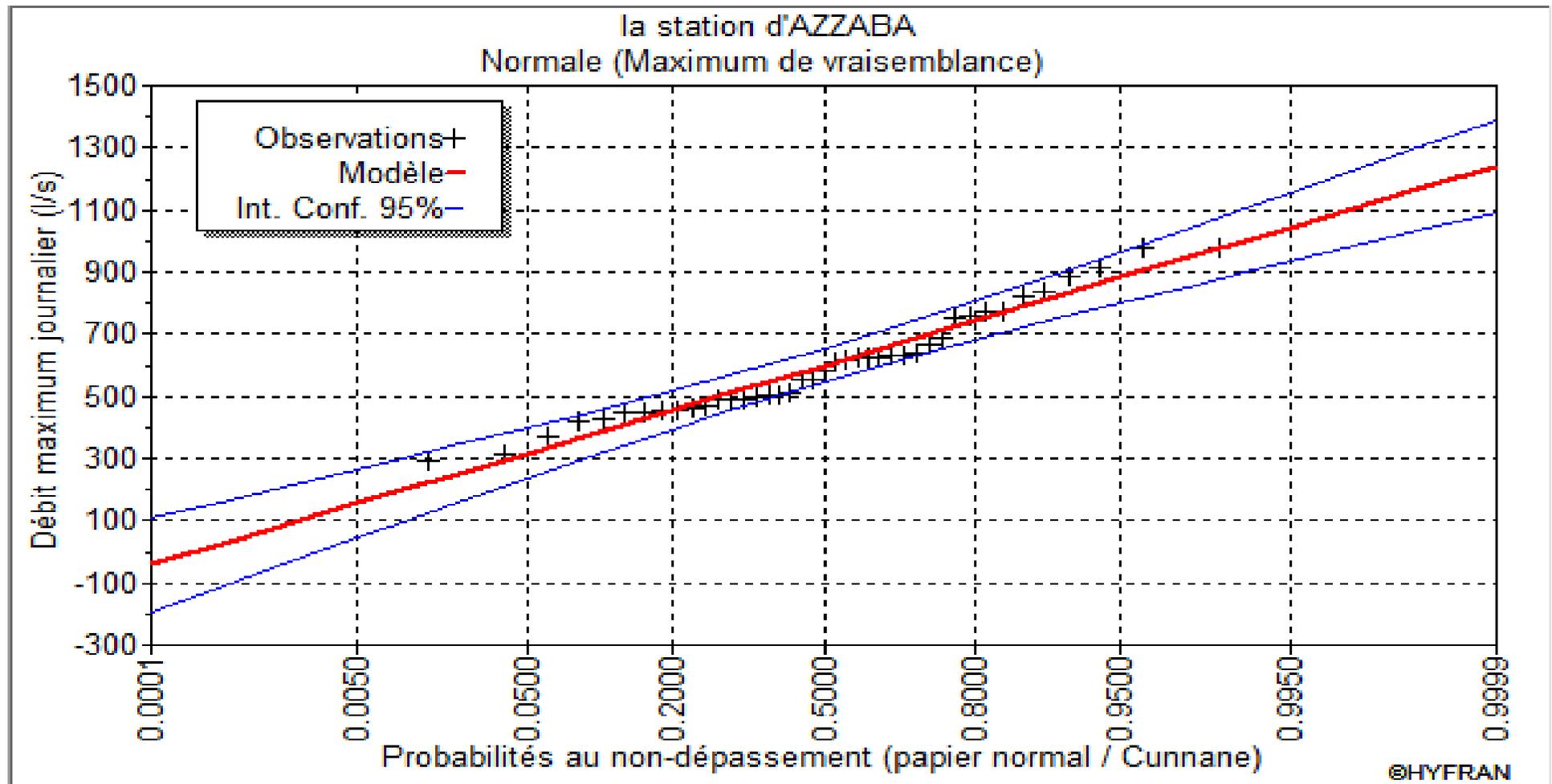


Figure II.3 : Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss

II.3.4 Test d'adéquation de la loi

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

$$v_i = N \int_{x_{i+1}}^x f(X)dX = N[F(X_i) - F(X_{i+1})] \dots\dots\dots(II.4)$$

$f(X)$: 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 :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^K \frac{(n_i - n_i')^2}{n_i} \dots\dots\dots(II.5)$$

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

Avec :

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

On calcule χ^2 , on calcule le nombre de degré de liberté γ : $\gamma = k-1-m$. On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson

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

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

Pour les calculs nous avons utilisé le logiciel HYFRAN.

Tableau II.19 : Test de validité des deux ajustements.

	Loi normale
χ^2 calculé	7.98
χ^2 théorique	11.07
Degré de liberté γ	5

D'après le test de Khi carré, on déduit que la loi normale est adéquate (χ^2 calculé $<$ χ^2 théorique).

Remarque :

On utilise la loi normale pour les pluies moyennes annuelles et la loi log normale on l'utilise pour les pluies maximales. Et comme notre région se trouve dans le nord (climat subhumide), les pluies sont moyennes annuelles et le teste de khi carré est validé donc la loi normale est adéquate.

II.3.5 Détermination de l'année de calcul

Puisque la loi normale est adéquate, alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne annuelle (fréquence 80%) représentative de la région.

Tableau II.20 : Quantiles de pluies de la station de Skikda (Loi normale)

T = 1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)				
P. Retour	Fréquence	Quantile	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10	0.90	821	36.5	749	892
5	0.80	745	31.4	683	806
2	0.50	600	26.9	547	653
1.25	0.2	455	31.4	393	517

La probabilité pour laquelle on assure l'irrigation est donnée souvent pour la fréquence 80 d'où :

$$P_{moy\ annuelle\ 80\%} = \frac{P_{annuelle\ 80\%}}{P_{annuelle\ 50\%}} \cdot P_{moy\ annuelle} \dots\dots\dots(II.6)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{annuelle\ 80\%} = 455\text{ mm,} \\ P_{annuelle\ 50\%} = 600\text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc :

$$P_{moy\ annuelle\ 80\%} = 0,76 \cdot P_{moy\ annuelle}$$

Les résultats de calcul des pluies moyennes de 80% sont représentés dans le tableau ci-dessous

Tableau II.21 : Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche (freq= 80%)

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Jui.	Juil.	Août.	Année
P_{moy} (mm/mois)	27.5	50	79.1	110.8	99.7	84.2	66.9	47.5	23.8	6.4	0.5	3.6	600
P_{moy 80%} (mm/mois)	20,9	38	60,116	84,208	75,772	63,992	50,844	36,1	18,088	4,864	0,38	2,736	456

II.4. Conclusion

La couverture pédologique du secteur de Zit Emba est formée des sols limono-sableux à argilo-sableux d'une bonne texture et un bon drainage interne. En général les sols notre périmètre présentent de bonnes aptitudes culturales, et donc peut constituer une opportunité socio- économique pour la région.

L'analyse de la ressource en eau qui provient du barrage de Zit Emba qui montre qu'elle appartient à la classe C1S1, avec une faible alcalinité, et une faible moyenne alors on peut économiser l'eau du lessivage.

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

En effet, les analyses effectuées sur les sols de secteur de Zit Emba ont mis en évidence des propriétés adéquates pour l'irrigation, ce qui constitue un atout pour l'irrigation des sols dans l'ensemble du périmètre

Chapitre III

Calcul des besoins en eau des cultures

III.1 Introduction

Il est nécessaire d'évaluer les besoins en eau d'une culture, afin de déterminer les volumes d'eau à apporter par l'irrigation au cours de la saison de croissance en se basant sur l'information définies dans les chapitres précédents tels que : les conditions climatiques, systèmes agronomiques, l'intensité culturale, potentialités des sols, l'eau disponible, et méthodes d'irrigation dont l'objectif de ce chapitre.

III.2 Besoins en eau des cultures

Selon la FAO ("Food and Agriculture Organization"), les besoins en eau des cultures peuvent être définis comme étant la dose apportée aux cultures dans des moments propices, afin de mettre celles-ci dans les meilleures conditions d'humidité requises, pour obtenir son rendement maximal.

III.2.1 Calcul de l'évapotranspiration

L'évaluation des besoins en eau du périmètre est basée sur la détermination des besoins en eau de chaque culture retenue dans le calendrier agronomique, pour cela il faut déterminer l'évapotranspiration potentielle ou de référence (ET_0).

III.2.2 Calcul de l'évapotranspiration potentielle de référence (ET_0)

L'Évapotranspiration Potentielle (ETP) est définie comme « *l'évapotranspiration maximale 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).

Et comme l'ETp ne dépend que d'une culture particulière où sont réalisées des mesures directes météorologiques complexes, donc il est préférable de se diriger vers les mesures indirectes qui utilisent des formules empiriques pour estimer l'Etp.

Pour estimer l'évapotranspiration de référence on se base sur des méthodes indirectes, utilisant des formules empiriques en s'appuyant sur des variables climatiques.

Il existe plusieurs formules de calcul dont les principales sont :

- Formule de Turc (1960).
- Formule de Thornthwaite (1955).

- Formule de Blaney-Criddle (1959).
- Formule de Penman ou Formule de Bilan d'énergie (1948).
- Méthode de Doorenbos et Pruitt (1977) dans le cadre de la FAO.
- Formule de Bouchet

Parmi ces méthodes, celle de PENMAN-MONTEITH est recommandée par la FAO comme modèle de référence du fait de sa performance sous différentes conditions climatiques. Cependant l'application de cette méthode peut être difficile dans certains pays, surtout ceux en voie de développement, où l'accès aux données climatiques est parfois limité. L'une des alternatives est alors d'utiliser des méthodes intégrant moins de variables climatiques c'est la méthode de Penman-Monteith (modifiée).

Formule Modifiée de Penman_Monteith

La formule la plus employée aujourd'hui est la formule de Penman-Monteith modifiée :

$$ET0 = \frac{0.408\Delta(Rn-G) + \gamma \frac{Cste}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1+0.34u_2)} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec:

- ETo** : évapotranspiration de référence [mm jour⁻¹],
- Rn** : rayonnement net à la surface de la culture [MJ m⁻² jour⁻¹],
- G** : densité de flux de chaleur dans le sol [MJ m⁻² jour⁻¹],
- T** : température journalière moyenne de l'air à une hauteur de 2 m [°C]
- u₂** : vitesse du vent à une hauteur de 2 m [m s⁻¹],
- e_s** : pression de vapeur saturante [kPa],
- e_a** : pression de vapeur réelle [kPa],
- e_s-e_a** : déficit de pression de vapeur saturante [kPa],
- D** : pente de la courbe de pression de vapeur saturante [kPa °C⁻¹],
- g** : constante psychrométrique [kPa °C⁻¹].

En se basant sur cette formule de Penman - Monteith modifiée, la FAO a mis au point en 1992 le logiciel CROPWAT qui est un logiciel d'aide à la gestion de l'irrigation. Alors on va l'utiliser pour calculer l'ETo afin d'estimer des besoins en eau des cultures et des quantités d'eau d'irrigation. En introduisant les données climatologiques citées dans le chapitre I.

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

- 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

Les résultats de l'évapotranspiration de référence ET_0 calculés à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0 pour la station de Skikda sont récapitulés dans le tableau ci-après.

Tableau III.1 : Calcul de l'évapotranspiration de référence à l'aide de CROPWAT 8.0

Pays : Algérie		Station : Skikda					
Altitude : 2m.		Latitude : 36.50 °N		Longitude : 6.54°E			
Mois	Temps min °C	Temps max °C	Humidité %	Vent m/s	Insol heures	Radiation MJ/m ² .jour	ET ₀ -penman mm/mois
Janvier	9.0	16.8	67	3.60	6.1	9.6	68.91
Février	8.5	16.2	68	3.60	7.2	13.0	69.86
Mars	10.8	18.9	66	3.10	7.4	16.3	99.56
Avril	12.4	20.4	66	3.10	8.4	20.4	119.07
Mai	15.8	23.0	69	2.50	8.5	22.2	135.95
Juin	19.5	26.8	73	2.50	9.5	24.1	151.32
Juillet	22.0	28.8	71	2.60	9.6	23.9	167.45
Août	23.0	30.0	72	2.50	9.4	22.4	160.14
Septembre	20.4	27.5	74	2.70	8.3	18.4	122.33
Octobre	17.3	25.6	72	2.80	7.4	14.2	100.43
Novembre	13.0	20.6	75	3.50	6.1	10.2	67.90
Décembre	10.2	17.8	67	3.80	5.7	8.6	70.21
Moy.	15.2	22.7	70	3.0	7.8	17	111.09

III.2.3 Calcul de l'évapotranspiration maximale ETM

L'évapotranspiration maximale d'une culture est « la quantité maximale d'eau qu'elle est susceptible d'évaporer lorsqu'elle est placée dans de bonnes conditions d'alimentation

hydrique et pour un sol proche de la capacité au champ. Elle dépend de la couverture du sol par la culture et de son état physiologique» (Perrier, 1977). Elle fait alors intervenir les coefficients culturaux qui retranscrivent les particularités de chaque type de plante à un stade développement donné.

L'évapotranspiration maximale (ETM) est mesurée comme suit :

$$ETM = Kc \cdot ET_0 \quad \dots\dots\dots(III.2)$$

III.2.4 Coefficients culturaux (K c)

Les valeurs du coefficient cultural (Kc) de chaque culture ont été ressorties, en fonction du stade végétatif de la plante ; de la force du vent et de la valeur moyenne de l'humidité moyenne minimale de l'air régnant au niveau de notre périmètre d'étude, à partir du bulletin « irrigation et drainage », F.A.O N°24.

III.3 Besoins en eau d'irrigation

Par définition le bilan hydrique d'une culture donnée est la différence entre d'une part les besoins en eau des cultures tels que déterminés par le climat et les caractéristiques végétales (ETM) et d'autre part la somme des apports effectifs des précipitations.

La consommation d'eau pour l'irrigation est définie comme étant le volume d'eau nécessaire pour compenser le déficit entre d'une part l'évaporation potentielle et d'autre part les pluies efficaces pendant la période de croissance des cultures et le changement dans la teneur en eau du sol. Elle varie considérablement en fonction des conditions climatiques, des saisons, des cultures et des types de sol. Pour un mois donné, le bilan hydrique des cultures peut s'exprimer comme suit:

$$Bi = ETM - (P_{eff} + K \cdot RFU_{i-1}) \quad \dots\dots\dots (III.3)$$

ETM : évapotranspiration potentielle de référence en (mm/mois)

P_{eff} : pluie efficace en mm

RFU : Réserve du sol assimilée à la réserve facilement utilisable disponible au début de la période, **K** est un coefficient généralement égal à 1/2 ou 1/3.

→ L'irrigation est faite lorsque Bi (bilan hydrique) > 0

III.3.1 Calcul de la pluie efficace [1]

Pour tenir compte des pertes, il faut calculer la précipitation efficace, définie comme étant la fraction des précipitations contribuant effectivement à la satisfaction des besoins de l'évapotranspiration de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface et par percolation en profondeur.

La pluie efficace, P_{eff} , représente la fraction des précipitations qui est effectivement utilisée par la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface et par percolation profonde. Différentes méthodes pour le choix de P_{eff} ont été développées, chacune prenant en compte le climat de la région où doivent s'effectuer les mesures.

- La première formule propose un pourcentage fixe :

$$P_{eff} = A * P_{moy}$$

Dans laquelle A est une fraction donnée par l'utilisateur. En général, A est compris entre 0.7 et 0.9.

- La deuxième formule a été développée à partir de données provenant de zones arides et semi-arides :

$$P_{eff} = 0.6 * P_{moy} - 10 \quad \text{pour } P_{moy} < 70 \text{ mm/mois}$$

$$P_{eff} = 0.8 * P_{moy} - 25 \quad \text{pour } P_{moy} > 70 \text{ mm/mois}$$

- La troisième est une formule empirique développée localement. Les coefficients utilisés sont déterminés à partir d'une analyse des données climatiques locales:

$$P_{eff} = A * P_{moy} + B \quad \text{pour } P_{moy} < x \text{ mm/mois}$$

$$P_{eff} = C * P_{moy} + D \quad \text{pour } P_{moy} > x \text{ mm/mois}$$

- La quatrième formule a été mise au point par le département américain de l'agriculture (USDA) :

$$P_{eff} = P_{moy} * (1 - 0.2 * P_{moy} / 125) \quad \text{pour } P_{moy} < 250 \text{ mm/mois}$$

$$P_{eff} = 125 + 0.1 * P_{moy} \quad \text{pour } P_{moy} > 250 \text{ mm/mois}$$

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

Donc dans notre cas la pluie efficace est estimée comme suit :

Pluie efficace (Peff) = 80 % de la pluie moyenne mensuelle de 80%.

Les valeurs moyennes mensuelles de Peff sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Précipitation efficace dans la zone d'étude.

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Jui.	Juil.	Aoû.
Pmoy 80% (mm)	20,90	38,00	60,12	84,21	75,77	63,99	50,84	36,10	18,09	4,86	0,38	2,74
Peff (mm)	16,72	30,40	48,09	67,37	60,62	51,19	40,68	28,88	14,47	3,89	0,30	2,19

III.3.2 Choix des cultures

Le choix des cultures à mettre en place doit concilier entre les critères suivants :

- Les conditions climatiques de la région étudiée.
- La qualité et disponibilité de l'eau d'irrigation.
- L'aptitude culturale des sols basée sur l'étude pédologique.
- Des disponibilités des moyens de production.
- De la demande commerciale traduisant les profils des agriculteurs.

a) Cultures proposées :

Les scénarios d'occupation des sols retenus pour le projet sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III.3 : Scénarios d'occupation du sol par l'ensemble de l'exploitation du périmètre

Scenario	Céréales %	Fourrages %	Maraichage %	Arboriculture %	Total %
1	45	15	30	10	100
2	35	15	35	15	100
3	30	10	35	25	100

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

On remarque que le scénario 2 est un scénario bien équilibré, donc on va opter pour ce scénario. La gamme des cultures à mettre en place dans notre scénario est indiquée dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.4 : Occupation de sol en fonction des cultures

Les cultures	Surface occupé en %	Surface occupée en Ha
La céréaliculture : <ul style="list-style-type: none">▪ Blé▪ Orge grain	35	112
Les cultures fourragères : <ul style="list-style-type: none">▪ Orge en vert▪ Luzerne	15	48
Le maraîchage : <ul style="list-style-type: none">▪ Pomme de terre▪ Ail /Oignon vert▪ Tomate▪ Carotte▪ Petit pois▪ Choux▪ Courgette▪ Haricot	35	112
L'arboriculture : <ul style="list-style-type: none">▪ Olivier▪ Pruniers/Pêchers	15	48
Total	100	320

b) Identification des principaux types d'assolement :

L'assolement est la division des terres d'une exploitation agricole en parties distinctes, appelées soles consacrées chacune à une culture donnée pendant une saison culturale. Dans chaque sol, les cultures peuvent varier d'une année à l'autre.

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

La rotation est la succession culturale ou rotation, qui est une notion différente. Donc l'assolement est la diversité géographique des cultures à un moment donné.

La rotation culturale est un élément important du maintien ou de l'amélioration de la fertilité des sols et donc un atout pour l'augmentation des rendements.

L'assolement proposé est détaillé dans le tableau III.5 :

Tableau III.5 : Assolements proposés.

Assolement 1	Assolement 2
Blé	Orge en vert
Orge grain	Betterave
Luzerne	Blé
Ail + Oignon vert	Poivron
Pomme de terre	Haricot (saison)
Tomate	Oignon vert
Chou	Petits pois
Courgette	Carotte
Arboriculture : Olivier et Pécher	Arboriculture : Olivier et Pécher

c) Avantages de la rotation des cultures

- Elle contribue à rompre le cycle vital des organismes nuisibles aux cultures, en particulier la succession de plantes de familles différentes (par exemple alternance de graminées et de plantes oléifères, type blé et colza) permet de rompre avec le cycle de certaines adventices ;

- L'emploi de légumineuses permet l'ajout d'azote symbiotique dans le sol. D'une façon générale, la composition des différents résidus de cultures participe à la qualité de la matière organique du sol.

III.3.3 Cycle végétatif des cultures

Le cycle végétatif des différentes cultures sont présentés dans le tableau dessous:

Tableau III.6 : Cycle végétatif des cultures.

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	
Blé/Avoine			←—————→										
Orge en vert			←—————→										
Orge grain			←—————→										
Mais								←—————→					
Tomate							←—————→						
P.D.T (AR)	←—————→												
Luzerne	←—————→												
Oignon/Ail	←—————→												
Choux	←—————→												
Carotte	←—————→												
Haricot	←—————→									←—————→			
Concombre									←—————→				
Petit pois			←—————→										
Pécher	←—————→												
Vigne	←—————→												
Olivier	←—————→												

III.4 Calcul des besoins en eau des cultures

Assolement I

Estimation des besoins en eau des céréales

Pour chaque culture on calcule les besoins suivant le stade végétatif :

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

Tableau III.7 : Calcul des besoins en eau du Blé.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_TH EO	RFU_REE L	KC	ETM	B (mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	-	-	-	-	-	-
Octobre	38,00	30,40	100,43	-	-	-	-	-	-
Novembre	60,12	48,09	67,90	0,30	29,70	9,90	0,40	27,16	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	0,50	49,50	49,50	0,70	49,15	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	0,50	49,50	49,50	0,85	58,57	-
Février	63,99	51,19	69,86	0,60	59,40	59,40	0,95	66,37	-
Mars	50,84	40,68	99,56	0,60	59,40	59,40	1,05	104,54	4,4
Avril	36,10	28,88	119,07	0,60	59,40	19,80	1,00	119,07	70,39
Mai	18,09	14,47	135,95	0,60	59,40	-	0,80	108,76	94,29
Juin	4,86	3,89	151,32	0,60	59,40	-	0,45	68,09	64,20
Juillet	0,38	0,30	167,45	-	-	-	-	-	-
Août	2,74	2,19	160,14	-	-	-	-	-	-

Tableau III.8 : Calcul des besoins en eau de l'orge grain.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	-	-	-	-	-	-
Octobre	38,00	30,40	100,43	-	-	-	-	-	-
Novembre	60,12	48,09	67,90	0,30	29,70	9,90	0,40	27,16	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	0,50	49,50	49,50	0,70	49,15	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	0,50	49,50	49,50	0,85	58,57	-
Février	63,99	51,19	69,86	0,60	59,40	59,40	0,95	66,37	-
Mars	50,84	40,68	99,56	0,60	59,40	59,40	0,90	89,60	-
Avril	36,10	28,88	119,07	0,60	59,40	19,80	0,90	107,16	58,48
Mai	18,09	14,47	135,95	0,60	59,40	-	0,80	108,76	94,29
Juin	4,86	3,89	151,32	0,60	59,40	-	0,45	68,09	64,20
Juillet	0,38	0,30	167,45	-	-	-	-	-	-
Août	2,74	2,19	160,14	-	-	-	-	-	-

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

Estimation des besoins en eau des cultures maraichères :

Tableau III.9 : Calcul des besoins en eau de la pomme de terre (saison).

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	-	-	-	-	-	-
Octobre	38,00	30,40	100,43	-	-	-	-	-	-
Novembre	60,12	48,09	67,90	-	-	-	-	-	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	-	-	-	-	-	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	-	-	-	-	-	-
Février	63,99	51,19	69,86	0,30	29,70	29,70	0,45	31,44	-
Mars	50,84	40,68	99,56	0,60	59,40	59,40	0,80	79,65	-
Avril	36,10	28,88	119,07	0,60	59,40	19,80	1,05	125,02	76,34
Mai	18,09	14,47	135,95	0,60	59,40	-	0,70	95,17	80,69
Juin	4,86	3,89	151,32	-	-	-	-	-	-
Juillet	0,38	0,30	167,45	-	-	-	-	-	-
Août	2,74	2,19	160,14	-	-	-	-	-	-

Tableau III.10 : Calcul des besoins en eau de l'Ail /oignon.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	-	-	-	-	-	-
Octobre	38,00	30,40	100,43	0,40	39,60	13,20	0,50	50,22	-
Novembre	60,12	48,09	67,90	0,40	39,60	13,20	0,75	50,93	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	0,40	39,60	39,60	0,95	66,70	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	0,40	39,60	39,60	0,95	65,46	-
Février	63,99	51,19	69,86	0,40	39,60	39,60	0,75	52,40	-
Mars	50,84	40,68	99,56	-	-	-	-	-	-
Avril	36,10	28,88	119,07	-	-	-	-	-	-
Mai	18,09	14,47	135,95	-	-	-	-	-	-
Juin	4,86	3,89	151,32	-	-	-	-	-	-
Juillet	0,38	0,30	167,45	-	-	-	-	-	-
Août	2,74	2,19	160,14	-	-	-	-	-	-

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

Tableau III.11 : Calcul des besoins en eau de la courgette.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	-	-	-	0,85	103,98	87,26
Octobre	38,00	30,40	100,43	-	-	-	-	-	-
Novembre	60,12	48,09	67,90	-	-	-	-	-	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	-	-	-	-	-	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	-	-	-	-	-	-
Février	63,99	51,19	69,86	-	-	-	-	-	-
Mars	50,84	40,68	99,56	-	-	-	-	-	-
Avril	36,10	28,88	119,07	-	-	-	-	-	-
Mai	18,09	14,47	135,95	0,40	39,60	-	-	-	-
Juin	4,86	3,89	151,32	0,45	44,55	-	0,50	75,66	71,77
Juillet	0,38	0,30	167,45	0,50	49,50	-	0,75	125,59	125,28
Août	2,74	2,19	160,14	0,60	59,40	-	0,85	136,12	133,93

Tableau III.12 : Calcul des besoins en eau du chou.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	0,30	29,70	-	0,50	61,17	44,45
Octobre	38,00	30,40	100,43	0,40	39,60	13,20	0,70	70,30	26,70
Novembre	60,12	48,09	67,90	0,50	49,50	16,50	0,95	64,51	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	0,60	59,40	59,40	0,80	56,17	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	-	-	-	-	-	-
Février	63,99	51,19	69,86	-	-	-	-	-	-
Mars	50,84	40,68	99,56	-	-	-	-	-	-
Avril	36,10	28,88	119,07	-	-	-	-	-	-
Mai	18,09	14,47	135,95	-	-	-	-	-	-
Juin	4,86	3,89	151,32	-	-	-	-	-	-
Juillet	0,38	0,30	167,45	-	-	-	-	-	-
Août	2,74	2,19	160,14	-	-	-	-	-	-

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

Tableau III.13 : Calcul des besoins en eau de la tomate.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	0,90	89,10	-	0,90	110,10	93,38
Octobre	38,00	30,40	100,43	1,20	118,80	39,60	1,15	115,49	45,49
Novembre	60,12	48,09	67,90	1,20	118,80	39,60	0,80	54,32	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	-	-	-	-	-	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	-	-	-	-	-	-
Février	63,99	51,19	69,86	-	-	-	-	-	-
Mars	50,84	40,68	99,56	-	-	-	-	-	-
Avril	36,10	28,88	119,07	-	-	-	-	-	-
Mai	18,09	14,47	135,95	-	-	-	-	-	-
Juin	4,86	3,89	151,32	-	-	-	-	-	-
Juillet	0,38	0,30	167,45	-	-	-	-	-	-
Août	2,74	2,19	160,14	0,70	97,53	-	0,45	72,06	69,87

Estimation des besoins en eau des cultures fourragères :

Tableau III.14 : Calcul des besoins en eau de la luzerne.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	-	-	-	-	-	-
Octobre	38,00	30,40	100,43	0,40	39,60	13,20	0,65	65,28	21,68
Novembre	60,12	48,09	67,90	0,70	69,30	23,10	0,70	47,53	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	0,90	89,10	89,10	0,80	56,17	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	1,00	99,00	99,00	0,90	62,02	-
Février	63,99	51,19	69,86	1,20	118,80	118,80	0,95	66,37	-
Mars	50,84	40,68	99,56	1,20	118,80	118,80	1,05	104,54	-
Avril	36,10	28,88	119,07	1,20	118,80	39,60	1,05	125,02	56,54
Mai	18,09	14,47	135,95	1,20	118,80	-	1,15	156,34	141,87
Juin	4,86	3,89	151,32	1,20	118,80	-	1,25	189,15	184,16
Juillet	0,38	0,30	167,45	-	-	-	-	-	-
Août	2,74	2,19	160,14	-	-	-	-	-	-

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

Assolement II

Estimation des besoins en eau des céréales

Tableau III.15 : Calcul des besoins en eau du blé

Mois	P moy(mm)	Peff(mm)	ETP(mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B(mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	-	-	-	-	-	-
Octobre	38,00	30,40	100,43	-	-	-	-	-	-
Novembre	60,12	48,09	67,90	0,30	29,70	9,90	0,40	27,16	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	0,50	49,50	49,50	0,70	49,15	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	0,50	49,50	49,50	0,85	58,57	-
Février	63,99	51,19	69,86	0,60	59,40	59,40	0,95	66,37	-
Mars	50,84	40,68	99,56	0,60	59,40	59,40	1,05	104,54	-
Avril	36,10	28,88	119,07	0,60	59,40	19,80	1,00	119,07	62,32
Mai	18,09	14,47	135,95	0,60	59,40	-	0,80	108,76	94,29
Juin	4,86	3,89	151,32	0,60	59,40	-	0,45	68,09	64,20
Juillet	0,38	0,30	167,45	-	-	-	-	-	-
Août	2,74	2,19	160,14	-	-	-	-	-	-

Estimation des besoins en eau des cultures maraichères :

Tableau III.16 : Calcul des besoins en eau du poivron.

Mois	P moy(mm)	Peff(mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REE L	KC	ETM	B(mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	-	-	-	-	-	-
Octobre	38,00	30,40	100,43	-	-	-	-	-	-
Novembre	60,12	48,09	67,90	-	-	-	-	-	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	-	-	-	-	-	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	-	-	-	-	-	-
Février	63,99	51,19	69,86	-	-	-	-	-	-
Mars	50,84	40,68	99,56	0,40	39,60	39,60	0,40	39,82	-
Avril	36,10	28,88	119,07	0,50	49,50	16,50	0,90	107,16	61,78
Mai	18,09	14,47	135,95	0,7	69,30	-	1,05	142,75	128,28
Juin	4,86	3,89	151,32	0,70	69,30	-	-	-	-
Juillet	0,38	0,30	167,45	-	-	-	-	-	-
Août	2,74	2,19	160,14	-	-	-	-	-	-

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

Tableau III.17 : Calcul des besoins en eau de l’Oignon/ail.

Mois	P moy(mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_TH EO	RFU_REE L	KC	ETM	B (mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	-	-	-	-	-	-
Octobre	38,00	30,40	100,43	0,40	19,80	6,60	0,50	50,22	13,22
Novembre	60,12	48,09	67,90	0,40	19,80	6,60	0,75	50,93	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	0,40	19,80	19,80	0,95	66,70	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	0,40	19,80	19,80	0,95	65,46	-
Février	63,99	51,19	69,86	0,40	19,80	19,80	0,75	52,40	-
Mars	50,84	40,68	99,56	-	-	-	-	-	-
Avril	36,10	28,88	119,07	-	-	-	-	-	-
Mai	18,09	14,47	135,95	-	-	-	-	-	-
Juin	4,86	3,89	151,32	-	-	-	-	-	-
Juillet	0,38	0,30	167,45	-	-	-	-	-	-
Août	2,74	2,19	160,14	-	-	-	-	-	-

Tableau III.18 : Calcul des besoins en eau de l’haricot.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_TH EO	RFU_R EEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	0,70	69,30	-	0,90	110,10	93,38
Octobre	38,00	30,40	100,43	0,70	69,30	23,10	0,85	85,37	31,87
Novembre	60,12	48,09	67,90	-	-	-	-	-	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	-	-	-	-	-	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	-	-	-	-	-	-
Février	63,99	51,19	69,86	-	-	-	-	-	-
Mars	50,84	40,68	99,56	-	-	-	-	-	-
Avril	36,10	28,88	119,07	-	-	-	-	-	-
Mai	18,09	14,47	135,95	-	-	-	-	-	-
Juin	4,86	3,89	151,32	0,50	49,50	-	0,50	75,66	71,77
Juillet	0,38	0,30	167,45	0,50	49,50	-	0,65	108,84	108,54
Août	2,74	2,19	160,14	0,70	69,30	-	1,00	160,14	157,95

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

Tableau III.19 : Calcul des besoins en eau des petits pois

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	-	-	-	-	-	-
Octobre	38,00	30,40	100,43	-	-	-	-	-	-
Novembre	60,12	48,09	67,90	-	-	-	-	-	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	0,40	39,60	39,60	0,50	35,11	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	0,70	69,30	69,30	0,80	55,13	-
Février	63,99	51,19	69,86	0,70	69,30	69,30	1,00	69,86	-
Mars	50,84	40,68	99,56	0,70	69,30	69,30	0,95	94,58	-
Avril	36,10	28,88	119,07	0,70	69,30	-	0,50	59,54	30,66
Mai	18,09	14,47	135,95	-	-	-	-	-	-
Juin	4,86	3,89	151,32	-	-	-	-	-	-
Juillet	0,38	0,30	167,45	-	-	-	-	-	-
Août	2,74	2,19	160,14	-	-	-	-	-	-

Tableau III.20 : Calcul des besoins en eau de la carotte

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	0,30	29,70	-	0,40	48,93	32,21
Octobre	38,00	30,40	100,43	0,40	39,60	13,20	0,70	70,30	26,70
Novembre	60,12	48,09	67,90	0,50	49,50	16,50	0,90	61,11	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	0,70	69,30	69,30	0,70	49,15	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	-	-	-	-	-	-
Février	63,99	51,19	69,86	-	-	-	-	-	-
Mars	50,84	40,68	99,56	-	-	-	-	-	-
Avril	36,10	28,88	119,07	-	-	-	-	-	-
Mai	18,09	14,47	135,95	-	-	-	-	-	-
Juin	4,86	3,89	151,32	-	-	-	-	-	-
Juillet	0,38	0,30	167,45	-	-	-	-	-	-
Août	2,74	2,19	160,14	-	-	-	-	-	-

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

Tableau III.21 : Calcul des besoins en eau de la betterave.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	0,60	59,40	-	0,65	79,51	62,79
Octobre	38,00	30,40	100,43	0,60	59,40	19,80	1,00	100,43	69,03
Novembre	60,12	48,09	67,90	0,60	59,40	19,80	0,60	40,74	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	-	-	-	-	-	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	-	-	-	-	-	-
Février	63,99	51,19	69,86	-	-	-	-	-	-
Mars	50,84	40,68	99,56	-	-	-	-	-	-
Avril	36,10	28,88	119,07	-	-	-	-	-	-
Mai	18,09	14,47	135,95	-	-	-	-	-	-
Juin	4,86	3,89	151,32	-	-	-	-	-	-
Juillet	0,38	0,30	167,45	-	-	-	-	-	-
Août	2,74	2,19	160,14	0,40	39,60	-	0,45	72,06	69,87

Estimation des besoins en eau des cultures fourragères :

Tableau III.22 : Calcul des besoins en eau de l'orge en vert.

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	-	-	-	-	-	-
Octobre	38,00	30,40	100,43	-	-	-	-	-	-
Novembre	60,12	48,09	67,90	-	-	-	-	-	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	0,30	29,70	29,70	0,30	21,06	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	0,50	49,50	49,50	0,30	20,67	-
Février	63,99	51,19	69,86	0,50	49,50	49,50	0,50	34,93	-
Mars	50,84	40,68	99,56	0,60	59,40	59,40	0,50	49,78	-
Avril	36,10	28,88	119,07	0,60	59,40	19,80	0,90	107,16	58,48
Mai	18,09	14,47	135,95	0,60	59,40	19,80	-	-	-
Juin	4,86	3,89	151,32	-	-	-	-	-	-
Juillet	0,38	0,30	167,45	-	-	-	-	-	-
Août	2,74	2,19	160,14	-	-	-	-	-	-

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

Estimation des besoins en eau de l'Arboriculture :

Tableau III.23 : Calcul des besoins en eau de l'olivier

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	1,50	148,50	-	0,85	103,98	87,26
Octobre	38,00	30,40	100,43	1,50	148,50	74,25	0,85	85,37	-
Novembre	60,12	48,09	67,90	1,50	148,50	74,25	0,75	50,93	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	1,50	148,50	148,50	0,65	45,64	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	1,50	148,50	148,50	0,65	44,79	-
Février	63,99	51,19	69,86	1,50	148,50	148,50	0,65	45,41	-
Mars	50,84	40,68	99,56	1,50	148,50	148,50	0,65	64,71	-
Avril	36,10	28,88	119,07	1,50	148,50	74,25	0,65	77,40	-
Mai	18,09	14,47	135,95	1,50	148,50	-	0,65	88,37	73,90
Juin	4,86	3,89	151,32	1,50	148,50	-	0,80	121,06	117,16
Juillet	0,38	0,30	167,45	1,50	148,50	-	0,85	142,33	141,97
Août	2,74	2,19	160,14	1,50	148,50	-	0,85	136,12	133,93

Tableau III.24 : Calcul des besoins en eau du pêcher

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B (mm)
Septembre	20,90	16,72	122,33	1,50	14,85	-	0,55	67,28	50,56
Octobre	38,00	30,40	100,43	1,50	14,85	7,43	0,55	55,24	-
Novembre	60,12	48,09	67,90	1,50	14,85	7,43	0,55	37,35	-
Décembre	84,21	67,37	70,21	1,50	14,85	14,85	0,75	52,66	-
Janvier	75,77	60,62	68,91	1,50	14,85	14,85	0,75	51,68	-
Février	63,99	51,19	69,86	1,50	14,85	14,85	0,75	52,40	-
Mars	50,84	40,68	99,56	1,50	14,85	14,85	0,75	74,67	-
Avril	36,10	28,88	119,07	1,50	14,85	7,43	0,55	65,49	-
Mai	18,09	14,47	135,95	1,50	14,85	-	0,55	74,77	60,30
Juin	4,86	3,89	151,32	1,50	14,85	-	0,55	83,23	79,33
Juillet	0,38	0,30	167,45	1,50	14,85	-	0,55	92,10	91,79
Août	2,74	2,19	160,14	1,50	14,85	-	0,55	88,08	85,89

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

Tableau III.25 : Récapitulatif des besoins pour l'assolement 1

Mois	Blé	Orge en grain	Luzerne	Oignon vert	Pomme de terre	Tomate	Chou	Courgette	Olivier	Pécher	Bes/max	Total
Septembre	-	-	-	-	-	93,38	44,45	82,38	87,26	50,56	93,38	358,02
Octobre	-	-	21,68	13,22	-	45,49	26,70	-	-	-	45,49	107,09
Novembre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Décembre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Janvier	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Février	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mars	4,46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,46
Avril	70,39	58,48	56,54	-	67,97	-	-	-	-	-	67,97	183,00
Mai	94,29	94,29	141,87	-	76,46	-	-	-	73,90	60,30	141,87	446,82
Juin	64,20	64,20	184,19	-	-	-	-	70,67	117,16	79,33	184,19	515,56
Juillet	-	-	-	-	-	-	-	125,23	141,97	91,79	141,97	358,99
Août	-	-	-	-	-	69,87	-	133,29	133,93	85,89	133,93	422,98
La somme totale											2 396,93	

Tableau III.26 : Récapitulatif des besoins pour l'assolement II

Mois	Orge en vert	Betterave	Blé	Tomate	Haricot (s)	Oignon vert	Petits pois	Carotte	Olivier	Pécher	Bes/max	Total
Septembre	-	62,79	-	-	93,38	-	-	32,21	87,26	50,56	93,38	326,21
Octobre	-	69,03	-	-	31,87	13,22	-	26,70	-	-	69,03	140,82
Novembre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Décembre	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Janvier	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Février	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mars	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Avril	58,48	-	62,32	61,78	-	-	30,66	-	-	-	62,32	213,24
Mai	-	-	94,29	128,28	-	-	-	-	73,90	60,30	128,28	356,77
Juin	-	-	64,20	-	71,77	-	-	-	117,16	79,33	117,16	332,47
Juillet	-	-	-	-	108,54	-	-	-	141,97	91,79	141,97	342,30
Août	-	69,87	-	-	157,95	-	-	-	133,93	85,89	157,95	447,64
La somme Totale											2 159,45	

III.4.1 Calcul du débit spécifique [5]

Les débits spécifiques sont définis d'après les besoins en eau de chaque culture évaluée précédemment à partir de la répartition culturale. La dose d'arrosage de la consommation de pointe est donnée sous forme de débit permanent fourni 24 heures sur 24 afin d'assurer les besoins de la consommation mensuelle.

$$qs = \frac{B_{net} * 10 * 1000}{N_j * N_i * 3600 * E_i} \text{ l/s/ha}$$

Bnet : besoin net du mois de pointe en mm/mois.

Ni : nombre des heures d'irrigation=24h

Nj : nombre de jours du mois de pointe =30 jours

Ei : Efficience d'irrigation=75%

On calcule les besoins en eau pour l'assolement le plus exigeant (Assolement I)

D'où les besoins de pointe correspondent au mois de Juin,

Bnet = 515,56 mm/mois.

➔ **qs=2.65 l/s/ha > 1.5 l/s/ha**

Et comme le débit spécifique obtenu est supérieur à 1.5. Donc on prend le débit spécifique de la culture la plus exigeante pour le mois de pointe (juin) qui est : la luzerne avec un besoin de **184.16mm/mois.**

➔ Donc le débit spécifique pris en considération pour notre périmètre est de :

$$qs = 0.97 \text{ l/s/ha}$$

➔ Alors on prend **qs = 1 l/s/ha**

III.4.2. Évaluation du débit caractéristique

Le calcul du débit caractéristique permet de définir le débit maximum que le système de desserte aura à fournir pour l'irrigation de chaque parcelle, déterminé en multipliant le débit de pointe par la surface agricole utile, voir la formule suivante :

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

qs : débit spécifique de mois de pointe en (l/s/ha)

S : la superficie nette à irriguer = 320 ha

→ $Q_{car} = q_s \cdot S = 1 \cdot 320 = 320 \text{ l/s}$

III.4.3 Estimation des volumes d'eau d'irrigation

La connaissance des volumes totaux d'irrigation est indispensable, elle permet de prévoir les volumes d'eau stockés dans la retenue et d'effectuer un meilleur calendrier d'arrosage. Étant donné, que nous avons pris en considération un assolement biennal, nous avons calculé les besoins en eau pour l'assolement le plus exigeant.

Tableau III.27 : Besoins en eau totaux de l'assolement I.

Culture	Surface (ha)	Besoins nets (m³/ha)	Efficiencie	Besoins bruts (m³/ha)	Besoins en eau (m³)
Blé	60	2 333,45	0,75	1 750,09	105 005,34
Orge en grain	52	2 169,75	0,75	1 627,32	84 620,41
Luzerne	48	4 053,54	0,75	3 040,15	145 927,40
Oignon vert	13	132,15	0,75	99,11	1 288,46
Pomme de terre	30	1 570,38	0,75	1 177,79	35 333,57
Tomate	40	2 087,46	0,75	1 565,59	62 623,71
Chou	12	711,46	0,75	533,60	6 403,14
Courgette	17	4 182,43	0,75	3 136,82	53 325,98
Olivier	20	5 542,81	0,75	4 157,11	83 142,17
Pécher	28	3 678,80	0,75	2 759,10	77 254,82
Total	320	26 462,24		19 846,68	654 925,00

Le volume nécessaire pour les cultures durant toute leur période végétative est de **654 925m³**.

III.5. Conclusion

Après avoir déterminé les besoins en eau d'irrigation des cultures, on est arrivé à calculer le débit spécifique en tenant compte de la culture la plus exigeante pendant le moi de pointe (juin). Et en calculant les besoins en eau on a trouvé un volume total des besoins en eau de notre périmètre de 654 925 m³. Ce volume peut être déduit du barrage de Zit Emba puisque l'étude de simulation de fonctionnement du a montré qu'il permettra de régulariser un volume de 43 millions de m³ d'eau, dont un volume de 22.20 estimer pour irriguer la zone Nord avec une superficie de 3959 ha, et les 20.80 Mm³ qui restent seront utilisés pour irriguer la zone Sud du périmètre de Zit-Emba avec une superficie de 2516 ha .

Chapitre IV

Etude du système d'adduction

IV.1 Introduction

La partie d'adduction constitue la base de conception de tout projet d'irrigation vue que l'efficacité et la bonne gestion de l'ensemble des systèmes d'irrigation en dépendent. C'est dans ce contexte que notre attention dans ce chapitre s'est accentuée.

IV.2 Alimentation en eau du périmètre

La conception du système d'irrigation du périmètre Zit Emba secteur 1 repose sur un prélèvement de l'eau d'irrigation dans la retenue du barrage de Zit Emba, qui se trouve en amont du périmètre, et son adduction gravitaire jusqu'à la station de pompage n° 1 (Sud) qui alimente par pompage le réservoir situé à proximité du périmètre. De là, l'eau sera transportée gravitairement par des conduites de distribution et par des réseaux ramifiés jusqu'aux bornes d'arrosage situées sur les parcelles exploitées.

IV.3 Organisation du périmètre

L'organisation de notre périmètre est faite en le répartissant en 56 ilots dont la superficie varie de 2 à 12.9 ha, et chaque ilot est à son tour discrétisé en une à quatre parcelles.

V.3.1 Ilots et bornes d'irrigation

Le terme « Ilot d'irrigation » décrit l'unité hydro-agricole alimenté par une borne d'irrigation. L'organisation d'un périmètre en ilots résulte d'un compromis de plusieurs facteurs topographiques, technico-économique, taille et nombre de parcelles...etc. On admet généralement que l'implantation des bornes pour les zones de petites et moyennes exploitations doivent répondre aux critères suivant :

1. Une prise par ilot d'exploitations.
2. Quatre (04) prise maximum sur une même borne.
3. Bornes implantées en limites d'ilots ou au centre pour les grands ilots.

IV.3.2 Rôle et fonction de la borne d'irrigation

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

Chaque ilot sera équipé d'un ouvrage de desserte appelé borne d'irrigation, qui comporte une ou plusieurs sorties ou « prises » suivant le nombre d'arrosages qu'elle doit assurer simultanément. Chaque borne, et même chaque sortie, doit assurer toutes les fonctions d'une prise c'est-à-dire :

- ✓ Régler le débit, ou plus exactement le limiter au débit de l'ilot.
- ✓ Régler la pression et encaisser les suppressions accidentelles.
- ✓ Compter les volumes distribués par la prise

IV.3.3. Implantation des bornes

L'emplacement des bornes d'irrigation qui régit le plan de bornage est le premier problème auquel doit s'attaquer le projecteur. 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. Une trop faible densité accroît le travail de montage et de transport de canalisation mobiles. On admet généralement que l'implantation des bornes répond aux critères suivants :

- Pour les zones de petites et moyennes exploitations :
 - ✓ Une borne par îlot d'exploitations ;
 - ✓ Quatre (04) prises maximum sur une même borne soit huit parcelles au maximum ;
 - ✓ Bornes implantées en limites d'îlots ou des parcelles ;
 - ✓ Dénivelée maximum de 5 m entre les points les plus hauts et les plus bas du bloc d'îlots.
- Pour les zones à grande exploitation :
 - ✓ La borne se situe au centre de l'ilot ;
 - ✓ 4prises sur les mêmes bornes.

IV.3.4. Calcul du débit aux bornes

Le débit de chaque borne desservant un ilot est calculé comme suit :

$$Q_b = q_s \cdot S_i \quad \dots\dots\dots(IV.1)$$

Avec :

Q_b : Débit de chaque ilot (l/s)

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

qs : Débit spécifique (l/s/ha)

Si : Superficie de l'ilot (ha)

IV.3.5 Choix du diamètre et du type des bornes

Le choix du type de borne dépend de la surface de l'ilot et du nombre de parcelles. Généralement on admet :

- ➔ Pour les ilots qui ont un nombre de parcelles entre [4 -8], et dont la superficie est inférieure à 15 ha, on prend la borne à quatre prises (Borne de type A4).
- ➔ Pour les ilots qui ont deux parcelles et dont la superficie est inférieure à 15 ha, on prend la borne à deux prises (borne de type A2).
- ➔ Pour les ilots qui ont deux parcelles et dont la superficie dépasse 15 ha, on prend la borne à deux prises (Borne de type B).
- ➔ Pour les grands ilots ($S > 50$ ha) on prévoit des bornes de type C.

Tableau IV.1: Type de bornes en fonction de superficies des ilots

Type	Débit fourni	Entrée	Sortie (prise)
Type A2	$Q < 40$ m ³ /h (11.11) l/s	1 Entrée $\Phi 80,100$	2 Entrée $\Phi 65$
Type A4	$Q < 40$ m ³ /h (11.11) l/s	2 Entrée $\Phi 80,100$	4 Entrée $\Phi 65$
Type B	40 m ³ /h (11.11) l/s $< Q < 80$ m ³ /h (22.22 l/s)	2 Entrée $\Phi 80,100,125$	2 Entrée $\Phi 100$
Type C	$Q > 80$ m ³ /h (33.33 l/s)	2 Entrée $\Phi 80,100,125$	1 Entrée $\Phi 150$

Tableau IV.2 : Calcul des débits des ilots et choix du type de bornes.

Ilot	Borne	Nbre de parcelles	Superficie ilot (ha)	Débit (l/s)	Matériel	Type de borne
S1	BG1	1	7,56	2,4192	Fonte	A2
S2	BG2	1	4,28	1,3696	Fonte	A2
S3	BG3	1	3,14	1,0048	Fonte	A2
s4	BG4	3	3,3	1,056	Fonte	A2
S5	BG5	2	3,5	1,12	Fonte	A2
S6	BG6	1	5,95	1,904	Fonte	A2
S7	BG7	2	11,1	3,552	Fonte	A2
S8	BG8	1	4,4	1,408	Fonte	A2
S9	BG9	1	3,95	1,264	Fonte	A2
S10	BG10	1	8,4	2,688	Fonte	A2

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

S11	BG11	2	6,8	2,176	Fonte	A2
S12	BG12	2	2,8	0,896	Fonte	A2
S13	BG13	1	4,02	1,2864	Fonte	A2
S14	BG14	1	3,7	1,184	Fonte	A2
S15	BG15	1	12,9	4,128	Fonte	A2
S16	BG16	2	7,7	2,464	Fonte	A2
S17	BG17	3	7,7	2,464	Fonte	A2
S18	BG18	3	10	3,2	Fonte	A2
S19	BG19	1	5,7	1,824	Fonte	A2
S20	BG20	2	6,8	2,176	Fonte	A2
S21	BG21	1	5,8	1,856	Fonte	A2
S22	BG22	1	5,51	1,7632	Fonte	A2
S23	BG23	1	6,53	2,0896	Fonte	A2
S24	BG24	3	4,55	1,456	Fonte	A2
S25	BG25	1	3,15	1,008	Fonte	A2
S26	BG26	3	2,33	0,7456	Fonte	A2
S27	BG27	1	3,64	1,1648	Fonte	A2
S28	BG28	2	6,53	2,0896	Fonte	A2
S29	BG29	2	5,48	1,7536	Fonte	A2
S30	BG30	2	3,92	1,2544	Fonte	A2
S31	BG31	3	5,28	1,6896	Fonte	A2
S32	BG32	1	4,44	1,4208	Fonte	A2
S33	BG33	1	4,9	1,568	Fonte	A2
S34	BG34	1	2,29	0,7328	Fonte	A2
S35	BG35	2	8,48	2,7136	Fonte	A2
S36	BG36	2	4,65	1,488	Fonte	A2
S37	BG37	1	5,33	1,7056	Fonte	A2
S38	BG38	3	9,77	3,1264	Fonte	A2
S39	BG39	1	5,66	1,8112	Fonte	A2
S40	BG40	2	5,86	1,8752	Fonte	A2
S41	BG41	3	6,26	2,0032	Fonte	A2
S42	BG42	3	4,42	1,4144	Fonte	A2
S43	BG43	2	7,33	2,3456	Fonte	A2
S44	BG44	3	3,92	1,2544	Fonte	A2
S45	BG45	2	3,33	1,0656	Fonte	A2
S46	BG46	2	8,18	2,6176	Fonte	A2
S47	BG47	1	4,23	1,3536	Fonte	A2
S48	BG48	3	7,78	2,4896	Fonte	A2
S49	BG49	2	4,73	1,5136	Fonte	A2
S50	BG50	2	3,83	1,2256	Fonte	A2
S51	BG51	3	4,55	1,456	Fonte	A2
S52	BG52	1	4,5	1,44	Fonte	A2
S53	BG53	1	4,99	1,5968	Fonte	A2
S54	BG54	1	6,65	2,128	Fonte	A2
S55	BG55	2	6,9	2,208	Fonte	A2
S56	BG56	1	8,9	2,848	Fonte	A2

IV.4. Description de l'aménagement du périmètre

IV.4.1 Schéma général et fonctions du réseau :

L'ensemble du périmètre Zit Emba est d'une superficie de 6475ha, il est reparti en deux zone : la zone Nord avec une superficie de 3959 ha et la zone Sud avec une superficie de 2516 ha. Les deux réseaux (Sud et Nord) sont indépendants l'un de l'autre et leurs systèmes de conduites de distribution seront par conséquent réalisés séparément. Le système principal des conduites de distribution prend toujours son départ au réservoir pour se ramifier ensuite en fonction de la disposition des parcelles dans la zone d'irrigation et suivant le plan de bornage adopté. L'adducteur gravitaire prend son origine à l'aval immédiat des vannes de prise installées lors des travaux de construction du barrage. Dès le départ, son tracé suit le canal de fuite de l'évacuateur de crues du barrage et, à une distance d'environ 200 m de la chambre des vannes, il franchit le lit du canal jusqu'au point d'embranchement vers la SP 1. On prévoit deux conduites parallèles. Après cet embranchement, une conduite alimente la station de pompage (SP01), qui refoule à son tour vers le réservoir (R01) pour desservir la zone Sud. L'autre se prolonge, parallèles à la route, jusqu'à la SP 2 (Nord) qui refoule vers le réservoir (R02) qui se trouve a proximité de la station.

Dans notre étude, comme on a pris un seul secteur dans la zone Sud (320 ha), alors notre dimensionnement de la station de pompage et le réservoir vont juste satisfaire ce secteur.

IV.4.2 Choix de la variante d'aménagement

Comme notre périmètre se trouve en aval du barrage de Zit Emba, deux variantes peuvent être proposées :

- **Une variante gravitaire** : le périmètre sera alimenté exclusivement par une desserte gravitaire.
- **Une variante mixte** : à partir d'un refoulement du barrage vers un réservoir de mise en charge puis une desserte gravitaire alimentant les parcelles.

Après analyse des deux variantes nous avons écartés la variante gravitaire vue les faibles pressions obtenues qui sont due aux faibles différences d'altitude entre le barrage et le périmètre .Donc on a choisi la plus adéquate c'est-à-dire un système mixte refoulement-Adduction gravitaire.

IV.5 Calculs hydrauliques du système d'adduction

Pour les besoins des calculs hydrauliques du system d'adduction nous allons dimensionner les systèmes suivants :

- Le système de pompage avec le diamètre économique
- Le réservoir de stockage
- La desserte gravitaire.

IV.5.1 Etude du système de pompage

La pompe est un dispositif utilisé pour aspirer, déplacer ou comprimer des liquides et des gaz. Il existe deux grands types de pompes: les pompes volumétriques qui sont utilisées pour pomper les eaux usées et les turbopompes.

➤ **Les turbopompes (pompes centrifuge)**

- **Les pompes à écoulement radial**

Elles permettent de relever des faibles débits sur de fortes hauteurs. La hauteur de refoulement croît avec le diamètre extérieur de la roue. Dans ce cas, l'écoulement est radial et les aubages sont des surfaces planes.

- **Les pompes axiales :**

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

- **Les pompes semi axiales:**

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

IV.5.1.1. Choix de l'emplacement de la station de pompage

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères a savoir :

- ✓ Eviter les zones géologiquement instables.
- ✓ Eviter les zones inondables.
- ✓ Réduire les travaux de terrassement.
- ✓ Le point de prise d'eau doit être approuvé par les services publics de l'environnement et de la santé.
- ✓ Tenir compte de la variation du plan d'eau d'aspiration.
- ✓ Prévoir des moyens de dérivation des eaux pluviales.

- ✓ Rapprochement le plus possible des ouvrages : prise d'eau-station de pompage-ouvrage d'arrivé.
- ✓ Eviter les stations bannières
- ✓ Distance minimale
- ✓ Prévoir une plateforme
- ✓ Prévoir un l'accès des engins
- ✓ Prévoir un revêtement routier à l'extérieur
- ✓ Accès au réseau électrique

IV.5.1.2. Choix du type de pompe

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

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

IV.5.1.3. Choix de type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP)

IV.5.1.3.1. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur d'élévation totale ou hauteur manométrique totale HMT se calcule comme suit :

$$HMT = H_g + \sum \Delta h_{\text{totale}} \quad \dots\dots\dots (IV.2)$$

Avec :

HMT : hauteur manométrique

H_g : hauteur géométrique

ΔH : les pertes de charge totale

IV.5.1.3.1.1. La hauteur géométrique H_g

La hauteur géométrique H_g est la différence d'altitude entre la cote d'arrivée (Réservoir) et celle de départ (niveau de pompage).

$$H_g = C_R - C_{SP} = 100 - 47 \quad \dots\dots\dots (IV.3)$$

Hg= 53m.

IV.5.1.3.1.2. La longueur de refoulement

$L_{ref} = 570m$.

Nous avons $Q = 1.05*0.32$

$$Q = 0.333 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Pour dimensionner la conduite de refoulement, on applique la formule de BONIN pour une première approximation :

$$D = \sqrt{Q}$$

Avec: D : Diamètre intérieur de la conduite en m

Q : Débit véhiculé par la conduite en m^3/s

Donc nous avons :

$$D = 0.58 \text{ m}$$

On prend **D = 600 mm**.

IV.5.1.3.1.3. Calcul des pertes de charge totale

On distingue les pertes de charge linéaires et singulières

- **Pertes de charges linéaires H_L**

Les pertes de charge sont calculées comme suit :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g}$$

L : longueur du tronçon en (m).

V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) :

I: gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86Ln \frac{\xi}{D}\right)^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé})$$

ξ : Rugosité absolue ; 0,046 mm. (Conduite en font)

- **Pertes de charges singulières**

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires pour une adduction ou conduite longue.

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l$$

IV.5.1.3.2. Calcul du diamètre économique

Le calcul du diamètre économique se fait en faisant un bilan technico-économique sur les frais d'exploitation et d'investissement.

IV.5.1.3.2.1. Calcul de la HMT pour différent diamètre

Tableau IV.3 : Calcul de la HMT pour divers diamètres de la conduite.

D (mm)	L(m)	Q (m3/s)	V (m/s)	Re	λ	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
350,00	570,00	0,33	3,43	1 165,52	0,0128	12,54	13,79	53,00	66,79
400,00	570,00	0,33	2,65	1 029,10	0,0125	6,38	7,02	53,00	60,02
500,00	570,00	0,33	1,70	823,28	0,0120	2,00	2,20	53,00	55,20
600,00	570,00	0,33	1,18	686,07	0,0116	0,78	0,86	53,00	53,86
700,00	570,00	0,33	0,87	588,06	0,0113	0,35	0,39	53,00	53,39
800,00	570,00	0,33	0,66	514,55	0,0110	0,18	0,19	53,00	53,19

IV.5.1.3.2.2. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P_{abs} = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \dots\dots\dots(IV.3)$$

η : Rendement de la pompe en (%) ($n=80\%$)

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

IV.5.1.3. 2.3. Energie consommée par la pompe

$$E = P * T * 365 [KWh]$$

P : Puissance de la pompe en(KW).

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

T ; C'est le temps de pompage par jour en (heure), dans notre cas T=22h.

IV.5.1.3. 2.4. Frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad \dots\dots\dots\text{(IV.4)}$$

E : L'énergie consommée par la pompe en (KWh)

e : Prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ (e=4.69DA)

Tableau IV.4 : Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	Q (m3/s)	HMT (m)	P (KWatt)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	F _{EX}
350	0.333	66,79	343,08	2 197 771,02	4,69	10 307 546,10
400	0.333	60,02	248,18	1 992 900,81		9 346 704,81
500	0.333	55,20	228,27	1 833 045,76		8 596 984,62
600	0.333	53,86	222,70	1 788 285,83		8 387 060,55
700	0.333	53,39	220,75	1 772 642,89		8 313 695,16

IV.5.1.3. 2.5. Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = Prc * A \text{ [DA]} \quad \dots\dots\dots\text{(IV.5)}$$

Prc : Prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n} + i \quad \dots\dots\dots\text{(IV.6)}$$

i : Taux d'annuité annuel. i= 8%.

n : nombre d'année d'amortissement. n=30ans.

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

Tableau IV.5 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D (mm)	Prix du ML (DA)	L(m)	Prix Totale (DA)	A	Frais d'amortisse (DA)
350	9012,9	570	5137353	0,0888	360155,484
400	12037,4	570	6861318	0,0888	481014,504
500	15023,07	570	8563149,9	0,0888	600321,877
600	17793,84	570	10142488,8	0,0888	711041,846
700	20563,84	570	11721388,8	0,0888	821731,046

IV.5.1.3. 2.6. Choix du diamètre

Tableau IV.6 : Bilan technico-économique des diamètres choisis.

Diamètre en (mm)	I (DA)	E (DA)	BILAN (DA)
350	360155,484	10 307 546,10	10667701,6
400	481014,504	9346704,81	9827719,31
500	600321,877	8596984,618	9197306,5
600	711041,846	8387060,553	9098102,4
700	821731,046	8313695,156	9135426,2

Avec :

I : frais investissement.

E: frais d'exploitation.

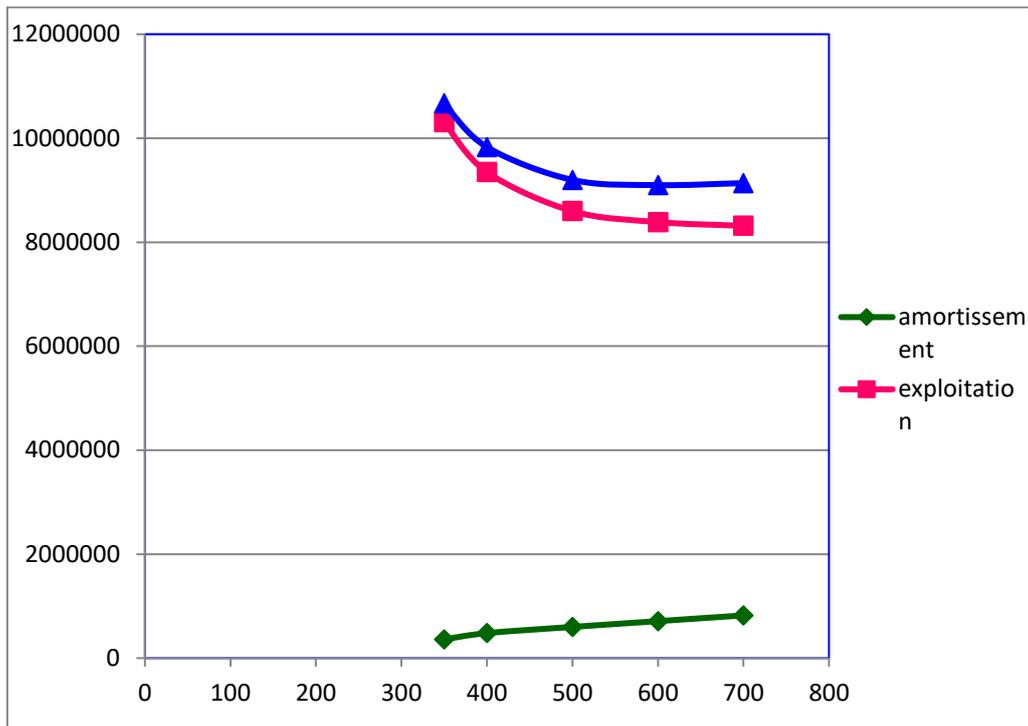


Figure IV.1. Résultat de l'étude technico-économique.

D'après le graphe précédent, on s'aperçoit que le diamètre optimal est de $D=600\text{mm}$.
Donc le diamètre de 600 mm pour la conduite de refoulement avec une Hmt de 54 m.

IV.5.1.3.3. Nombre et choix des pompes

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base de plusieurs critères, qui sont :

- ✓ Nombre de pompes minimal
- ✓ Meilleur rendement
- ✓ Charge nette d'aspiration requise (NPSH) r minimale
- ✓ Nombre d'étage minimal
- ✓ Puissance absorbée minimale
- ✓ Encombrement et poids les plus faibles

Dans notre cas, nous avons utilisé le logiciel Caprari pour le choix du type et du nombre des pompes

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

Tableau IV.7: Variantes pour le choix du nombre de pompes.

N	Q (l/s)	HMT(m)	Type de la Pompe	η (%)	N (tr/min)	P abs (KW)	NPSHr	ϕ mm
1	290	41.1	P18C/14-18/55/3E	72.5	1450	160	5.14	300
2	160*2	54.6	E18S64/1A + MAC10180-8V	80.8	2900	111	12.7	230
3	111*3	53.7	P16C/10/40/3E	79.7	1450	72.1	7.98	230
4	84.2*4	55.3	P14C/8/35/3C	77.9	1450	57.8	5.76	200

Tableau IV.8 : Variantes pour le choix du type de pompes.

N Type de la Pompe	Q _{cal} (l/s)	HMT (m)	η %	N (tr/min)	P _{abs} (Kw)	NPSHr (m)	Poids (kg)	Dref (mm)
E18S64/1A + MAC10180-8V	166	54.6	80.8	2900	111	12.7	732	230
P16C/10/45/3B	167	54.4	80.6	1540	109	11.1	1820.7	250
P16D/10/45/3E	164	52.6	77.7	1540	109	6.22	1825	250
E14S55/1A + MAC10125-8V	149	43.2	75.1	2930	83.2	17.2	558	230

Donc on opte pour une deux pompe de type (**E18S64/1A + MAC10180-8V**) plus une pompe de secours car elles assurent :

- Le meilleur rendement (80.8%).
- Pabs minimale (111 KW).
- Vitesse de rotation élevée (2900tr/min).
- Nombre de pompe minimal (2).
- Poids le plus faible (732 kg)

On donne les différentes caractéristiques de cette pompe (**E18S64/1A + MAC10180-8V**) :

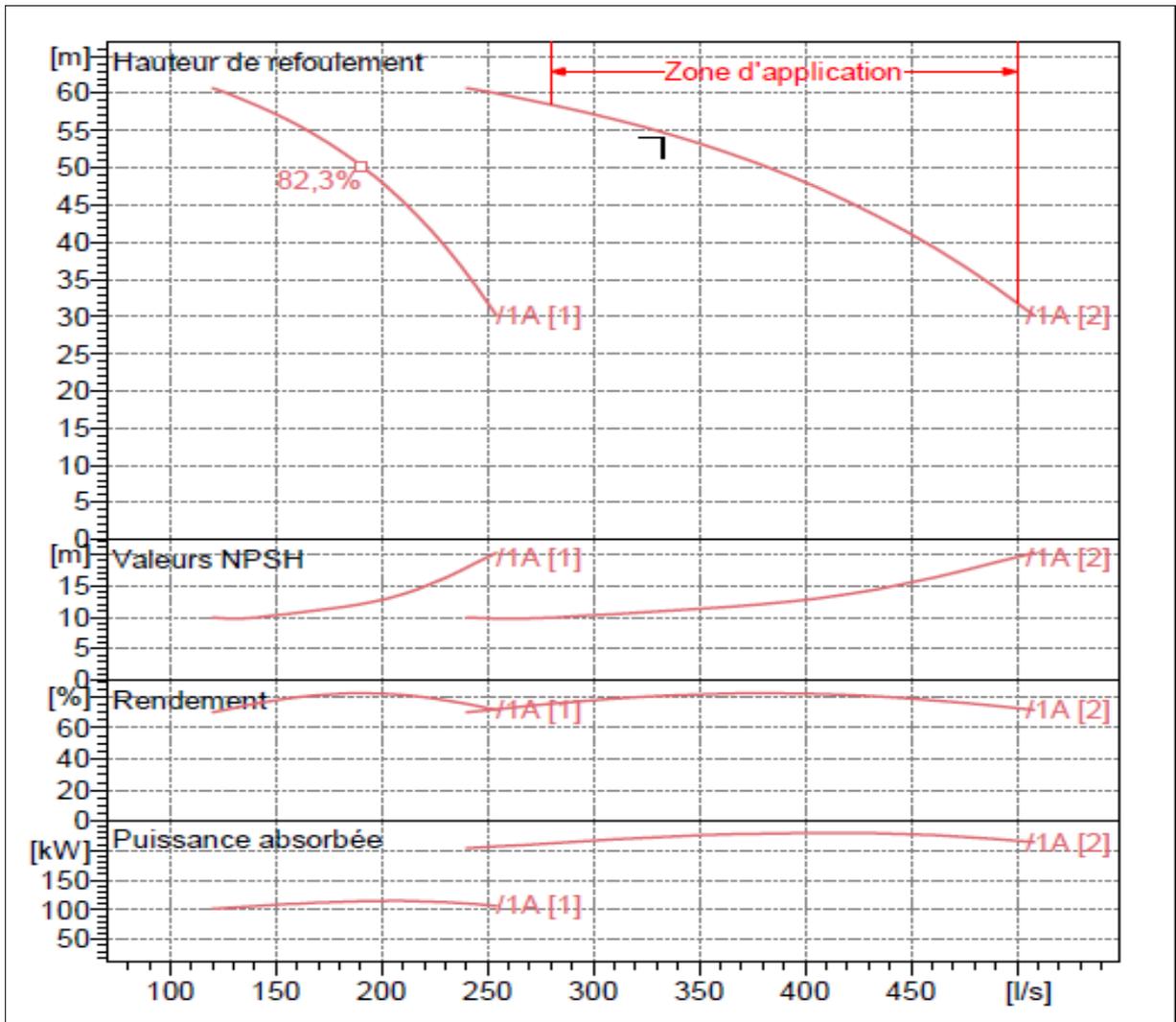


Figure IV.2 : Courbes caractéristiques de la pompe

IV.5.1.3.4. Vérification du risque de la cavitation

Le seul moyen d'empêcher les effets indésirables de la cavitation c'est de s'assurer que le NPSH disponible dans le système est plus élevé que le NPSH requis par la pompe.

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

(NPSH)_d : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

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

$$(NPSH)_d = \frac{p_{at}}{\bar{w}} - \frac{p_v}{\bar{w}} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5 \dots\dots\dots(IV.7)$$

$$h_{adm}^{asp} = \frac{p_{at}}{\bar{w}} - \frac{p_v}{\bar{w}} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)_r - 0,5$$

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

V (m/s): vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration;

(NPSHr) : Déterminé d'après le (Tableau)

$\frac{P_{at}}{\bar{w}}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau)

$\frac{P_v}{\bar{w}}$: dépend de la température du liquide pompé (voir tableau)

Tableau IV.9 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{at}}{\bar{w}}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau IV.10 : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\bar{w}}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

On a :

- (NPSHr) : Déterminé graphiquement égal à 12.7 m
- La côte de la station de pompage est de 37m.
- $\frac{P_{at}}{\bar{w}} = 10.28$ m.
- La température ambiante est considérée égale à 20°C donc = 0.24 m.

Avec :

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4.0.520}{3,14.0,3^2} = 1.13m / s$$

$$\Delta H_{\left(\frac{m}{100m}\right)} = 1.23 \times 10^{12} \times \frac{\frac{Q}{C_{wh}}^{1.85}}{D^{4.87}} \dots\dots\dots(IV.8)$$

$$\Delta H_{\left(\frac{m}{100m}\right)} = 1.23 \times 10^{12} \times \frac{0.128^{1.85}}{350^{4.87}} = 0,000719$$

$$h_{adm}^{asp} = 10.28 - 0.24 - 0.046 - 0.0654 - 12.7 - 0.5 = -3.366m.$$

Pour éviter tout risque de cavitation il suffit de respectée l'inégalité suivante:

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

Alors :

$$(NPSH)_d = 10.28 - 0.24 - 0.046 - (-3.366) = 13.63m$$

On remarque que : $(NPSH)_d = 13.63 \text{ m} > 12.7 = (NPSH)_r$

Donc notre pompe est bien protégée contre le risque de cavitation.

IV.5.1.4. Choix du moteur électrique

IV.5.1.4.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

IV.5.1.4.2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn}$$

Où:

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn)

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

$$N_m = 1489 + 200 = 3100 \text{ tr/min}$$

$$\mathbf{N_m = 3100 \text{ tr/min}}$$

IV.5.1.4.3. Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \cdot Q_{\max} \cdot HMT \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m} \dots\dots\dots (IV.9)$$

Avec : P_m : puissance du moteur (watt)

ϖ : Poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$

Q_{app} : débit refoulé par une pompe (m^3/h)

HMT : hauteur manométrique totale minimum (m)

$\eta = 1$ rendement de l'accouplement

η_m : Rendement du moteur (92% -95%)

η_p : Rendement de la pompe

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Coefficient de correction en fonction de la puissance du moteur.

P (KW)	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
K	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

$$P_{\text{abs}} = \frac{9810 \times 0,333 \times 54 \times 1,05}{0,93 \times 1 \times 0,87} = 228\,925,46 = W \quad P_{\text{abs}} = 229 \text{ Kw}$$

IV.5.1.5. Bâtiment de la station de pompage

IV.5.1.5.1. Types des bâtiments des stations de pompage

Il existe plusieurs types de bâtiments des stations de pompes, parmi lesquelles :

- Bâtiment type surface.
- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache mouillé avec une pompe noyée
- Bâtiment type bache mouillé avec une pompe dénoyée
- Bâtiment type puits bloc.

IV.5.1.5.2. Construction du bâtiment

La construction de bâtiment dépend de plusieurs facteurs :

- de la façon du raccordement bâtiment prise d'eau (type séparé ou bien assemblé)
- Type de pompes et du moteur électrique.
- Variation du plan d'eau dans l'oued.
- Type de matériaux de construction et sa disponibilité sur le marché.

IV.5.1.5.3. Choix du type de bâtiment

Pour le choix de type de bâtiment on se repère au tableau suivant :

Tableau IV.12: Choix du type de bâtiment

Paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface/semi enterre.
Q (m ³ /s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axiale : Horizontale Verticale	Pompes centrifuges	Axiale : Verticale	Pompes centrifuges.
h _a ^{ad} (m).	< 0	< 0 ; > 0	< 0 ; > 0	> 0
Variation de plan D'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	1	Importante.

On a les données suivantes :

-Q=0,333 m³/s, débit refoulé par chaque pompe.

-h_a^{ad}=-3.3m ⇒ Type bâche sèche

-Pompes centrifuges

IV.5.1.5.4. Dimensionnement de bâtiment de station pompage

IV.5.1.5.4.1. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit : $H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots\dots\dots$ (IV.10)

Où :

$$H_5 = H_p + H_{rf} + H_r$$

H_p : hauteur de la pompe, H_p = 0,75m ;

H_{rf} : hauteur à la sortie de la pompe, H_{rf} = 0,45 m

H_r : hauteur de réserve H_r = 0,5m ;

A.N : $H_5 = 0,326 + 0,5 + 0,45$, d'où : $H_5 = 1,276$ m

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2$ m ;

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3$ m ;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8$ m ;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5$ m ;

A.N : $H_b = 1,276 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,08$ m.

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (4,8 ; 5,5 ; 6 ; 9.6 m) on prend comme hauteur du bâtiment **$H_b = 5.5$ m.**

IV.5.1.5.4.2. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p + L_m + L_{pm} \quad \dots\dots\dots(IV.11)$$

n: nombre de pompes, $n = 3$ (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur ($L = 0.43$ m).

L_{int} : distance entre deux pompes voisines , $L_{int} = (0,8-1,2)$ m. On prend : $L_{int} = 0.8$ m.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 3$ m.

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3)$ m ; On prend : $L_r = 2$ m.

L_p : longueur du bureau du personnel, On prend : $L_p = 4$ m ;

L_m : épaisseur du mur, on prend : $0,20$ m.

L_{pm} : distance entre pompe et mur, on prend : $0,3$ m.

A.N : $L_b = 3 \times 0,43 + 0,8 \times 4 + 3 + 2 + 4 + 0,2 + 0,3 \Rightarrow L_b = 13.8$ m.

On opte pour une longueur de **18 m.**

IV.5.1.5.4.3. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation : $l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s \quad \dots\dots\dots(IV.12)$

s : épaisseur du mur, $s = 0,20$ m ;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,3$ m ;

l_2 : largeur pompe moteur, $l_2 = 0.43$ m ;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

l_4 : longueur des accessoires de refoulement

l_5 : longueur des collecteurs de refoulement, $l_5 = 2$ m.

l_6 : distance entre mur et escalier, $l_6 = 1$ m.

Finalement la largeur totale est de : **9 m.**

IV.5.1.5.4.4. Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **3,6×3.6 m²**
- ✓ porte secondaire : **3×3m²**

IV.5.1.5.4.5. Dimensionnement des fenêtres :

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum sf = 0,125 \times 18 \times 9 \Rightarrow \sum sf = \mathbf{20.25m^2}$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$nf = \frac{\sum sf}{sf} \dots\dots\dots (IV.13)$$

n : nombre de fenêtres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, S_f = (1,4× 2,2) ⇒ **n = 7 fenêtres.**

IV.5.1.5.4.6. Dimensionnement des marches d'escalier

Hauteur : soit (15- 16,5- 17,3) cm, on va prendre 15cm.

Largeur : soit (30- 29,26) cm, on va prendre 30cm.

Longueur : varie (90 220) cm, on va prend 180cm.

Pente : soit 1/1,75 ; 1/1,15, nous on prend 1/1,75.

IV.5.1.5.4.7. Locaux du personnel :

Bureau du chef d'exploitation : H=3m S=12m²

Bureau du personnel : H=3m S=15m²

Tableau IV.13 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	Fenêtres	portes	
					secondaire	principale
18	9	5.5	0,2	1,4×2,2	3×3	3.6×3.6

IV.5.1.5.5. Le réservoir

L'emplacement d'un réservoir doit répondre aux conditions suivantes :

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de périmètre.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre à alimenter.
- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à assurer la pression nécessaire.

Les réservoirs ont plusieurs rôles dans un système d'irrigation, on peut citer :

- Assurer la réserve d'incendie.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle d'un relais.
- Régulariser le débit entrant et le débit sortant.

IV.5.1.5.6. Dimensionnement du réservoir

Le réservoir est dimensionné selon les besoins en eau des cultures au mois de pointe.

Le nombre des heures de pompage par jour = 22 heures ce qui nous permet de déterminer la valeur d'apport de = 4.17 % chaque heure.

Le nombre des heures d'irrigation par jour = 22 heures ce qui nous permet de déterminer la valeur de distribution = 4.55% chaque heure.

Le bilan de consommation et l'apport journalier d'eau dans le tableau suivant :

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

Tableau IV.14 : Le bilan de consommations et l'apport journalier d'eau.

Heure (h)	Apport (%)	Distribution (%)	Stockage (%)	Déstockage (%)	Vol restant (%)
1,00	4,17	4,55	-	0,38	0,38
2,00	4,17	4,55	-	0,38	0,76
3,00	4,17	4,55	-	0,38	1,14
4,00	4,17	4,55	-	0,38	1,52
5,00	4,17	4,55	-	0,38	1,90
6,00	4,17	4,55	-	0,38	2,28
7,00	4,17	4,55	-	0,38	2,66
8,00	4,17	4,55	-	0,38	3,04
9,00	4,17	4,55	-	0,38	3,42
10,00	4,17	4,55	-	0,38	3,80
11,00	4,17	4,55	-	0,38	4,17
12,00	-	4,55	4,17	-	-
13,00	4,17	4,55	-	0,38	0,38
14,00	4,17	4,55	-	0,38	0,76
15,00	4,17	4,55	-	0,38	1,14
16,00	4,17	4,55	-	0,38	1,52
17,00	4,17	4,55	-	0,38	1,90
18,00	4,17	4,55	-	0,38	2,28
19,00	4,17	4,55	-	0,38	2,66
20,00	4,17	4,55	-	0,38	3,04
21,00	4,17	4,55	-	0,38	3,42
22,00	4,17	4,55	-	0,38	3,80
23,00	4,17	4,55	-	0,38	4,17
24,00	-	4,55	4,17	-	-

Le volume du réservoir sera égal :

$$Vu = \frac{4.17}{100} \times Q_s = \frac{4.17}{100} \times 0.32 * 3600 * 24 = 1152.92 \text{ m}^3 \quad \dots\dots\dots(\text{IV}.14)$$

Le volume d'incendie 120m³

On prend un volume total de **V= 1300m³**

La forme géométrique de notre réservoir est soit :

- **Réservoir circulaire**

Les dimensions finales du bassin sont : 5*18 = 1300 m³.

- **Bassin rectangulaire**

Les dimensions finales du bassin sont : 5x20x13 = 1300 m³

IV.5.3 La desserte gravitaire :

IV.5.3.1 Tracé du réseau de distribution :

Pour le choix du tracé du réseau de distribution, il est impératif de s'assurer de certaines considérations, qu'on résume en :

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

Le tracé escompté est un réseau ramifié qui conduit à un coût d'investissement optimum.

IV.5.3.2 Choix des matériaux des canalisations

De nombreux types de matériaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, PEHD, PRV, .etc. Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

- **Fonte**

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

➤ **PEHD (polyéthylène)**

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

➤ **PRV (polyester renforcé verre) :**

C'est un matériau composite constitué d'une matrice polymère (appelée résine) renforcée par des fibres ou parfois par des microsphères de verre, Ses propriétés de résistance (mécanique, chimique) et sa densité sont très favorables, comparé aux métaux. et sa résistance à la corrosion.

IV.5.3.3 Dimensionnement hydraulique des canalisations

➤ *Calcul des diamètres :*

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

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q \times 0.001}{\pi \times V}} \times 1000 \text{ (IV.14)}$$

Avec :

Q : débit, exprimé en m³/s ;

D : diamètre exprimé en mm

V : vitesse d'écoulement dans les conduites.

➤ **Vitesse admissible :**

La vitesse admissible varie entre 0.5 m/s, comme vitesse inférieure, et 2.5 m/s comme vitesse maximum. Dans notre étude, on prend une vitesse moyenne dans la conduite égale à 1.5 m/s.

➤ **Calcul des pertes de charge :**

Les pertes de charge unitaires, ont été définies par la formule de LECHAPT et CALMON, qui est donnée par la formule suivante :

$$h_{Pu} = \frac{L \times Q^M}{D^N} \times C \dots\dots\dots(IV.15)$$

Avec :

h_{Pu} : Pertes de charge unitaire en mm/ml

Q : Débit en m³/s

D : Diamètre de la conduite considérée. L, M et N : Paramètres en fonction de la rugosité absolue (Ks) des canalisations

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

$$J=L \times Q^M/D^N \dots\dots\dots (IV16)$$

Tableau IV.15 : Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon

K (mm)	L	M	N
0,1	1,15	1,89	5,01
0,5	1,4	1,96	5,19
1	1,6	1,975	5,25

La rugosité équivalente : K=0.1 mm, donc : L=1.15 M=1.89 N=5.01.

Dans notre cas, les conduites seront en fonte si leur diamètre est supérieur ou égal à 315mm et en PEHD dans le cas contraire. Pour une conduite en fonte/PEHD, nous a les caractéristiques suivantes :

Les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires. Les calculs hydrauliques sont détaillés dans le tableau qui suivra.

L'estimation des pressions est basée sur le principe de Bernoulli entre le point A et le point B:

$$Z_1 + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + h_{21} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H \dots\dots\dots(IV.17)$$

Où h_1 et h_2 sont les hauteurs de pressions

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

V_1 et V_2 sont les vitesses d'écoulement dans A et B

Z_1 et Z_2 sont les côtes du terrain naturel.

ΔH : sont les pertes de charge entre A et B.

Les calculs sont détaillés dans le tableau IV.6

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

Tableau IV.16 : Calculs hydrauliques du réseau de distribution

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Superficie (ha)	Débit Q (l/s)	Débit Q (M3/S)	Diamètre calculé	Diamètre Normalisé	Matériau	Vitesse Reelle (m /s)	Perte de charge linéaire ΔH_t (m)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)	P (bars)
R-N1	387	0,39	320,00	320,00	0,32	570,92	600	Fonte	1,13	0,67	0,73	49,40	91,27	41,87	4,19
N1-BG1	86	0,09	7,56	7,56	0,01	87,75	110	PEHD	0,80	0,61	0,68	48,50	90,59	42,09	4,21
N1_N2	256	0,26	312,44	312,44	0,31	564,14	600	Fonte	1,11	0,42	0,46	51,40	90,80	39,40	3,94
N2-BG2/A	40	0,04	14,22	14,22	0,01	120,35	160	PEHD	0,71	0,14	0,16	52,00	90,64	38,64	3,86
BG2-BG2'	96	0,10	9,94	9,94	0,01	100,62	110	PEHD	1,05	1,15	1,26	52,00	89,38	37,38	3,74
BG'2-BG3	180	0,18	6,44	6,44	0,01	80,99	90	PEHD	1,01	2,59	2,85	52,00	86,52	34,52	3,45
BG3-BG4	194	0,19	4,14	4,14	0,00	64,94	75	PEHD	0,94	3,02	3,33	53,00	83,20	30,20	3,02
BG'2-BG5	104	0,10	5,14	5,14	0,01	72,36	90	PEHD	0,81	0,98	1,08	54,00	82,12	28,12	2,81
N2-N3	90	0,09	298,22	298,22	0,30	551,15	600	Fonte	1,06	0,14	0,15	49,90	90,65	40,75	4,08
N3-N4	294	0,29	292,27	292,27	0,29	545,62	600	Fonte	1,03	0,43	0,47	48,20	90,18	41,98	4,20
N4BG7	100	0,10	11,19	11,19	0,01	106,76	110	PEHD	1,18	1,50	1,65	48,20	88,53	40,33	4,03
N4-BG8	40	0,04	16,75	16,75	0,02	130,62	160	PEHD	0,83	0,20	0,22	48,40	89,97	41,57	4,16
BG8-BG9	180	0,18	12,35	12,35	0,01	112,16	160	PEHD	0,61	0,50	0,55	50,00	89,42	39,42	3,94
BG9-BG10	182	0,18	8,40	8,40	0,01	92,50	110	PEHD	0,88	1,59	1,74	52,00	87,67	35,67	3,57

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Superficie (ha)	Débit Q (l/s)	Débit Q (M3/S)	Diamètre calculé	Diamètre Normalisé	Matériau	Vitesse Reelle (m /s)	Perte de charge linéaire ΔHt (m)	Perte de charge total ΔHt (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)	P (bars)
N4-N5	122,00	0,12	264,33	264,33	0,26	518,89	600	Fonte	0,94	0,15	0,16	49,40	96,02	46,62	4,66
N5-BG11	80	0,08	6,80	6,80	0,01	83,23	90	PEHD	1,07	1,28	1,41	44,00	94,61	50,61	5,06
N5-BG11'	191	0,19	93,21	93,21	0,09	308,13	315	PEHD	1,20	0,81	0,89	45,50	95,13	49,63	4,96
BG11'-BG12	80	0,08	23,80	23,80	0,02	155,70	160	PEHD	1,18	0,76	0,84	45,20	94,29	49,09	4,91
BG12-BG13	170	0,17	21,60	21,60	0,02	148,33	160	PEHD	1,07	1,35	1,49	50,00	92,81	42,81	4,28
BG13-BG14	113	0,11	17,40	17,40	0,02	133,13	160	PEHD	0,87	0,60	0,66	48,00	92,15	44,15	4,41
BG14-BG15	220	0,22	13,50	13,50	0,01	117,26	160	PEHD	0,67	0,72	0,79	47,00	91,36	44,36	4,44
BG'11-BG'16	128	0,13	69,41	69,41	0,07	265,90	315	PEHD	0,89	0,31	0,34	43,70	94,79	51,09	5,11
BG'16-BG16	225	0,23	15,40	15,40	0,02	125,25	160	PEHD	0,77	0,94	1,04	39,40	93,75	54,35	5,44

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Superficie (ha)	Débit Q (l/s)	Débit Q (M3/S)	Diamètre calculé	Diamètre Normalisé	Matériau	Vitesse Reelle (m /s)	Perte de charge linéaire ΔHt (m)	Perte de charge total ΔHt (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)	P (bars)
BG16-BG17	300	0,30	7,70	7,70	0,01	88,56	90	PEHD	1,21	6,06	6,67	50,00	87,09	37,09	3,71
BG'16- BG'18	270	0,27	54,01	54,01	0,05	234,55	250	PEHD	1,10	1,30	1,43	49,00	92,33	43,33	4,33
BG'18-BG18	150	0,15	15,70	15,70	0,02	126,46	160	PEHD	0,78	0,65	0,72	37,10	91,61	54,51	5,45
BG18-BG19	135	0,14	5,70	5,70	0,01	76,20	90	PEHD	0,90	1,54	1,70	37,10	89,91	52,81	5,28
BG'18-BG'19	136	0,14	38,31	38,31	0,04	197,54	250	PEHD	0,78	0,34	0,38	37,10	91,23	54,13	5,41
BG'19-BG20	230	0,23	18,11	18,11	0,02	135,82	160	PEHD	0,90	1,31	1,44	37,40	89,79	52,39	5,24
BG20-BG21	200	0,20	11,31	11,31	0,01	107,33	125	PEHD	0,92	1,61	1,77	39,30	88,02	48,72	4,87
BG21-BG22	267	0,27	5,51	5,51	0,01	74,92	90	PEHD	0,87	2,87	3,15	35,60	84,87	49,27	4,93

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Superficie (ha)	Débit Q (l/s)	Débit Q (M3/S)	Diamètre calculé	Diamètre Normalisé	Matériau	Vitesse Reelle (m /s)	Perte de charge linéaire ΔHt (m)	Perte de charge total ΔHt (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)	P (bars)
BG'19-BG23	178	0,18	20,20	20,20	0,02	143,44	160	PEHD	1,01	1,25	1,37	34,00	88,54	54,54	5,45
BG23-BG'24	32	0,03	13,67	13,67	0,01	118,00	160	PEHD	0,68	0,11	0,12	35,60	88,42	52,82	5,28
BG'24-BG24	100	0,10	4,55	4,55	0,00	68,08	90	PEHD	0,72	0,75	0,82	34,00	87,60	53,60	5,36
BG'24-BG25	40	0,04	9,12	9,12	0,01	96,38	110	PEHD	0,96	0,41	0,45	32,00	87,15	55,15	5,52
BG25-BG26	60	0,06	5,97	5,97	0,01	77,98	90	PEHD	0,94	0,75	0,82	32,30	86,33	54,03	5,40
BG26-BG27	144	0,14	3,64	3,64	0,00	60,89	75	PEHD	0,82	1,76	1,94	31,50	84,39	52,89	5,29
N5-N6	250	0,25	164,32	164,32	0,16	409,11	500	Fonte	0,84	0,31	0,34	41,30	95,68	54,38	5,44
N6-N7	120	0,12	157,79	157,79	0,16	400,90	500	Fonte	0,80	0,14	0,15	43,40	95,54	52,14	5,21

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Superficie (ha)	Débit Q (l/s)	Débit Q (M3/S)	Diamètre calculé	Diamètre Normalisé	Matériau	Vitesse Reelle (m /s)	Perte de charge linéaire ΔHt (m)	Perte de charge total ΔHt (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)	P (bars)
N7-N8	155	0,16	152,31	152,31	0,15	393,88	400	Fonte	1,21	0,50	0,55	42,80	94,98	52,18	5,22
N8-BG30	165	0,17	29,96	29,96	0,03	174,69	200	PEHD	0,95	0,80	0,88	49,20	94,11	44,91	4,49
BG30-BG31	90	0,09	26,04	26,04	0,03	162,86	200	PEHD	0,83	0,33	0,37	37,00	93,74	56,74	5,67
BG31-BG32	150	0,15	21,60	21,60	0,02	148,33	160	PEHD	1,07	1,19	1,31	37,90	92,43	54,53	5,45
BG31-BG33	50	0,05	16,32	16,32	0,02	128,93	160	PEHD	0,81	0,23	0,26	40,00	92,17	52,17	5,22
BG33-BG34	100	0,10	11,42	11,42	0,01	107,85	160	PEHD	0,57	0,24	0,26	40,90	91,91	51,01	5,10
BG34-BG35	120	0,12	8,48	8,48	0,01	92,94	110	PEHD	0,89	1,06	1,17	39,50	90,74	51,24	5,12
N8-N9	250	0,25	122,35	122,35	0,12	353,02	400	Fonte	0,97	0,53	0,59	41,40	94,40	53,00	5,30

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Superficie (ha)	Débit Q (l/s)	Débit Q (M3/S)	Diamètre calculé	Diamètre Normalisé	Matériau	Vitesse Reelle (m /s)	Perte de charge linéaire ΔHt (m)	Perte de charge total ΔHt (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)	P (bars)
N9-BG39	120	0,12	29,53	29,53	0,03	173,43	200	PEHD	0,94	0,56	0,62	37,80	93,78	55,98	5,60
BG39-BG40	220	0,22	23,97	23,97	0,02	156,26	200	PEHD	0,76	0,70	0,77	37,80	93,01	55,21	5,52
BG40-BG41	230	0,23	18,11	18,11	0,02	135,82	160	PEHD	0,90	1,31	1,44	38,90	91,57	52,67	5,27
BG41-BG'41	100	0,10	11,85	11,85	0,01	109,86	160	PEHD	0,59	0,26	0,28	37,00	91,29	54,29	5,43
BG'41-BG42	140	0,14	4,52	4,52	0,00	67,85	75	PEHD	1,02	2,58	2,83	39,00	88,46	49,46	4,95
BG'41-BG43	210	0,21	7,33	7,33	0,01	86,41	90	PEHD	1,15	3,87	4,25	39,10	84,20	45,10	4,51
N9-N10	40	0,04	92,82	92,82	0,09	307,48	315	PEHD	1,19	0,17	0,18	42,00	94,21	52,21	5,22
N10-BG36	130	0,13	19,75	19,75	0,02	141,84	160	PEHD	0,98	0,87	0,96	42,00	93,25	51,25	5,13

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Superficie (ha)	Débit Q (l/s)	Débit Q (M3/S)	Diamètre calculé	Diamètre Normalisé	Matériau	Vitesse Reelle (m /s)	Perte de charge linéaire ΔHt (m)	Perte de charge total ΔHt (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)	P (bars)
BG36-BG37	130	0,13	5,33	5,33	0,01	73,68	90	PEHD	0,84	1,31	1,44	46,10	91,81	45,71	4,57
BG36-BG38	60	0,06	9,77	9,77	0,01	99,76	110	PEHD	1,03	0,70	0,77	44,00	91,05	47,05	4,70
N10-BG44	320	0,32	73,07	73,07	0,07	272,82	315	PEHD	0,94	0,85	0,94	40,00	93,27	53,27	5,33
BG44-BG45	260	0,26	69,15	69,15	0,07	265,40	315	PEHD	0,89	0,63	0,69	41,00	92,58	51,58	5,16
BG45-BG46	300	0,30	65,82	65,82	0,07	258,93	315	PEHD	0,85	0,66	0,72	43,00	91,86	48,86	4,89
BG46-BG47	120	0,12	57,64	57,64	0,06	242,30	250	PEHD	1,17	0,65	0,72	43,00	91,14	48,14	4,81
BG47-BG48	50	0,05	53,35	53,35	0,05	233,11	250	PEHD	1,09	0,23	0,26	42,00	90,88	48,88	4,89
BG48-BG49	70	0,07	23,42	23,42	0,02	154,45	200	PEHD	0,75	0,21	0,23	47,00	90,65	43,65	4,37

Chapitre IV : Etude du système d'adduction

N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	Superficie (ha)	Débit Q (l/s)	Débit Q (M3/S)	Diamètre calculé	Diamètre Normalisé	Matériau	Vitesse Reelle (m /s)	Perte de charge linéaire ΔHt (m)	Perte de charge total ΔHt (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)	P (bars)
BG49-BG50	120	0,12	18,69	18,69	0,02	137,98	160	PEHD	0,93	0,73	0,80	50,00	89,85	39,85	3,99
BG50-BG51	60	0,06	14,86	14,86	0,01	123,03	160	PEHD	0,74	0,24	0,26	52,00	89,60	37,60	3,76
BG51-BG52	70	0,07	4,50	4,50	0,00	67,70	75	PEHD	1,02	1,28	1,41	52,00	88,19	36,19	3,62
BG51-BG53	250	0,25	4,49	4,49	0,00	67,63	75	PEHD	1,02	4,54	5,00	51,00	83,19	32,19	3,22
BG48-BG54	250	0,25	22,15	22,15	0,02	150,21	160	PEHD	1,10	2,08	2,29	51,50	88,59	37,09	3,71
BG54-BG55	80	0,08	15,50	15,50	0,02	125,65	160	PEHD	0,77	0,34	0,37	51,00	88,22	37,22	3,72
BG55-BG56	81	0,08	8,85	8,85	0,01	94,94	110	PEHD	0,93	0,78	0,86	50,00	87,36	37,36	3,74

IV.6. Conclusion

A la fin de ce chapitre on remarque que d'importantes économies peuvent être obtenue, en procédant à un bon dimensionnement que ce soit dans les ouvrage ou bien dans les conduites de transfert et de distribution. Et aussi le choix des systèmes d'irrigation est directement liés aux résultats obtenus dans la partie d'adduction.

Donc, nos résultats nous mène a dire qu'on dispose de multiples choix concernant le système d'irrigation et cela vu les valeurs des pressions aux bornes qui varient de 3 bars à 6bars.

Chapitre V

Choix des techniques d'irrigation

V.1 Introduction

Les nécessités économiques et les demandes sociétales ont conduit depuis longtemps les agriculteurs à optimiser l'utilisation de l'eau. L'efficacité de l'irrigation a ainsi régulièrement progressé. Actuellement, il existe plusieurs méthodes d'irrigation pour la desserte en eau des cultures. Chaque méthode présente en même temps des avantages et des désavantages, qui doivent être pris en considération lors de la sélection de la méthode qui s'adapte le mieux aux conditions locales, c'est ce que on va détailler dans ce chapitre.

Donc dans ce présent chapitre on va détailler ces méthodes et par la suite on procède au choix de la technique qui convient le mieux notre zone d'étude.

V.2 Choix des techniques d'irrigation

Plusieurs facteurs sont à prendre considération pour le choix des techniques d'irrigation et en particulier :

- La topographie.
- Les ressources en eau.
- La nature du sol.
- Le type de cultures.
- L'automatisation et la télégestion.
- Le facteur économique.

V.2.1 Différentes techniques d'arrosages

Il existe deux grandes classes des techniques, qui sont :

- L'irrigation gravitaire ou de surface.
- L'irrigation sous pression :
 - par aspersion.
 - par micro-irrigation.

V.2.1.1 Irrigation gravitaire

L'irrigation gravitaire regroupe l'ensemble des techniques d'arrosage, qui consiste à

apporter aux champs de grande quantité d'eau à l'air libre où l'écoulement se fait gravitairement à travers des canaux ouverts se situant au niveau du sol. La totalité du champ peut être submergée, ou bien l'eau peut être dirigée vers des raies ou des planches d'irrigation.

a) Irrigation par ruissellement

Cette méthode consiste à apporter de grosses quantités d'eau et les faire couler sur la surface du sol. On laisse l'eau s'écouler pour s'y infiltrer verticalement jusqu'à atteindre la couche active du sol.

b) Irrigation par bassins (submersion)

Les bassins sont constitués de cuvettes en terre, à fond à peu près plat, entourées de diguettes de faible hauteur. Ces levées sont conçues pour empêcher le passage de l'eau aux champs adjacents. Ils peuvent être placés dans le sens de la pente ou selon les courbes de niveau. Cette technique est utilisée, d'une façon générale, pour l'irrigation des rizières. En général, cette technique d'irrigation s'applique à toutes les cultures qui peuvent tolérer la submersion par les eaux pour une longue durée. La forme et la taille d'un bassin sont essentiellement déterminées en fonction de la pente du terrain, du type du sol, du débit du courant d'eau disponible (faible, suffisant ou fort), de la dose d'irrigation à fournir, et des pratiques agricoles.



Figure V.1 : Irrigation par submersion.

Le débit unitaire est considérablement réduit et cette technique peut être pratiquée avec des pentes allant jusqu'à 12% si les raies sont placées selon les courbes de niveau avec un débit dimensionné pour être non érosif. Si les raies ne sont pas disposées selon les courbes de niveau, la pente maximale recommandée est de 3% ou moins. Avec cette technique d'irrigation, la surface mouillée plus petite diminue les pertes par évaporation

c) Irrigation à la raie (sillons)

Les sillons sont des petites rigoles en terre, aménagées dans le sens de la pente du terrain, pour transporter l'eau entre les rangées de cultures. L'eau s'infiltré dans le sol, principalement par les côtés du sillon, tout le long de son trajet dans le sens de la pente du terrain. Cette technique est valable pour l'irrigation de toutes les cultures en lignes et pour toutes les cultures qui ne tolèrent pas la submersion par les eaux de leur feuillage ou de leur collet pour une longue durée. Les sillons sont alimentés par des prises d'eau aménagées sur les berges du canal d'amenée. Ces ouvrages de prise peuvent être soit de simples ouvertures aménagées sur les berges du canal d'amenée, soit des siphons, ou bien des tuyaux d'alimentation passant à travers la berge du canal d'amenée



Figure V.2 : Irrigation à la raie.

d) Irrigation en planches

Les planches sont des bandes de terrain, aménagées en pente douce et séparées par des diguettes. L'alimentation en eau des planches est faite de plusieurs façons: soit à l'aide de

prises d'eau aménagées sur le canal d'amenée et équipées d'une vannette, soit par des siphons, ou bien par des tuyaux d'alimentation passant à travers les berges du canal d'amenée.

❖ **Avantages et les inconvénients de l'irrigation par gravité**

• **Avantage**

- Permet d'irriguer des grandes surfaces.
- Coût d'investissement relativement faible.
- Besoins en énergie nuls

• **Inconvénients**

- Elle nécessite un aménagement préalable du terrain.
- Le volume d'eau utilisé est important.
- Pertes d'eau considérable.
- Elle nécessite beaucoup de mains d'œuvre.
- La durée de l'arrosage est plus longue.

V.2.1.2 Irrigation sou pression

V.2.1.2.1 Irrigation par aspersion

La L'irrigation par aspersion consiste à fournir l'eau nécessaire aux cultures sous une forme analogue à la pluie naturelle. L'eau est mise sous pression, généralement par pompage, pour être ensuite distribuée au moyen d'un réseau de canalisations. La distribution d'eau est faite au moyen de rampes d'arrosage équipées d'asperseurs. L'eau sort sous la forme d'un jet et se répartit en gouttelettes d'eau qui tombent sur le sol. Le choix du dispositif de pompage, des asperseurs et la bonne gestion de l'eau doivent garantir la distribution uniforme de l'eau d'irrigation.



Figure V.3 : Irrigation par aspersion

❖ Cultures recommandées

Elle convient aux cultures en lignes, de plein champ et à l'arboriculture. La distribution de l'eau peut se faire sur ou sous frondaison. Cependant, les asperseurs géants sont à éviter dans le cas des cultures délicates telles que la salade, car les grosses gouttes d'eau risquent de provoquer le dépérissement des plantes.

❖ Pentes adéquates

L'irrigation par aspersion s'adapte à toutes les pentes de terrain cultivable, qu'elles soient uniformes ou irrégulières. Les rampes d'arrosage portant les asperseurs doivent suivre autant que possible les courbes de niveau. Cette disposition a l'avantage de minimiser les variations de pression le long de la rampe et de garantir un arrosage uniforme.

❖ Types de sol appropriés

C'est la meilleure technique pour les sols sableux à taux d'infiltration assez fort, sans pour autant ignorer qu'elle s'adapte parfaitement à la plupart des types du sol. La pluviométrie moyenne des asperseurs doit être inférieure au taux d'infiltration permanent du sol, pour éviter le ruissellement des eaux en surface.

❖ Avantages et les inconvénients de l'irrigation par aspersion

• Avantages

- Elle ne nécessite aucun aménagement préalable de la surface d'irrigation.
- Elle provoque une forte oxygénation de l'eau projetée en pluie.

- Elle réalise une importante économie d'eau par comparaison avec les autres systèmes d'irrigation ; elle permet un dosage précis et une répartition régulière de la quantité d'eau distribuée.
- Elle met à la distribution des exploitations des conditions d'arrosage très souples.

- **Inconvénients**

- Elle nécessite au départ, pour chaque irrigant une dépense importante de premier établissement et qu'elle exige souvent une nombreuse main d'œuvre d'explication.
- Elle favorisait l'évaporation qui est d'autant plus intense que les gouttelettes sont plus fines et l'aire plus sec.
- Elle favorise le développement des mauvaises herbes.
- Elle exige un choix judicieux des époques d'irrigation, toute irrigation intempestive pouvant provoquer au printemps par refroidissement du sol un retard dans la végétation.
- L'eau donnée en pluie passe le sol et provoqué la formation d'une croûte superficielle.

- ❖ **Différentes installations à la parcelle**

En pratique, deux solutions extrêmes peuvent être envisagées :

L'installation totalement fixée, et l'installation totalement mobile. Dans l'installation fixée, l'ensemble des équipements (pompe, canalisation, asperseur) sont fixés de façon permanente, ce qui limite une main d'œuvre, mais occasionne des investissements très élevés.

V.2.1.2.2. Irrigation localisée (Goutte à goutte)

L'irrigation goutte à goutte, consiste à délivrer l'eau en gouttes à la surface du sol avec une faible dose. L'eau est canalisée dans des tuyaux en plastique munis d'orifices appelés goutteur. L'eau est délivrée au voisinage immédiat de la plante de sorte que l'humidification soit limitée à la zone racinaire du sol. Ceci correspond à une utilisation plus efficace de l'eau qu'avec l'irrigation de surface ou par aspersion, où l'humidification concerne la totalité du sous-sol des plantations. En irrigation au goutte à goutte, la fréquence des arrosages est supérieure à celle des autres méthodes, ce qui maintient une forte humidité du sol, favorable à la croissance des cultures.



Figure V.4 : Irrigation par goutte à goutte

❖ Cultures recommandées

L'irrigation goutte à goutte convient surtout aux cultures en lignes (légumes, fruits), arboriculture, vigne. On peut utiliser un ou plusieurs goutteurs pour assurer une irrigation adéquate. A cause du coût d'installation élevé, cette technique d'irrigation est réservée pour l'irrigation des cultures à forte productivité et de haute qualité.

❖ Pentes adéquates

Elle s'adapte à tout terrain irrigable. Les plantes sont cultivées le long d'une courbe de niveau et les canalisations de distribution d'eau (rampes en plastique) suivent elles aussi les courbes de niveau. Cette pratique a l'avantage de réduire les variations de pression de service des goutteurs résultant de l'irrégularité de la pente du terrain.

❖ Types de sols appropriés

Cette méthode d'irrigation s'adapte presque à tous les types du sol. En sols argileux, le débit des goutteurs ou distributeurs est faible pour éviter la stagnation de l'eau ou bien l'écoulement par ruissellement. En sols sableux, les goutteurs doivent avoir un débit fort pour que l'infiltration latérale des eaux soit suffisante.

❖ Avantages et les inconvénients de l'irrigation localisée

- **Avantages**

- **Efficiences de l'eau**

Peu de pertes par évaporation, puisqu'il n'y a pas de trajectoire aérienne des gouttes d'eau, que le feuillage n'est pas humidifié inutilement, qu'une partie de la surface du sol reste sèche, que la croissance des mauvaises herbes est très limitée (Rieul, 1992).

Il n'y a pas de ruissellement, pas de débordement sur les parcelles voisines ; les doses peuvent être mesurées avec précision, ce qui évite les pertes par percolation dans le sol. La répartition de l'eau n'est pas affectée par le vent, les irrégularités du terrain ne gênent pas.

- **Inconvénients**

- **L'obstruction des goutteurs**

Des particules de sable, des dépôts lents d'argile ou de limons, des précipitations chimiques, le développement de micro-organismes sont les plus souvent rencontrés et favorisent l'obstruction des orifices des goutteurs. Il est à noter que l'entretien et l'élimination des goutteurs obstrués sont longs et onéreux. Le meilleur moyen de prévenir ces obstructions est un procédé par de filtration soignée de l'eau.

- **Accumulation de sels**

Pendant la période d'irrigation les sels sont peu refoulés à la périphérie du bulbe humide, plus spécialement près de la surface du sol. Une pluie légère risque alors de les entraîner vers les racines, ce qui est très dommageable.

V.3 Choix de la technique d'arrosage

Pour pouvoir choisir la technique d'irrigation convenable, il est nécessaire de connaître toutes les contraintes de chaque type d'arrosage. Une analyse multicritères des techniques d'arrosage basée sur différentes contraintes est nécessaire pour aboutir au choix de la technique d'irrigation la plus adéquate pour la zone considérée.

V.3.1. Les contraintes naturelles

V.3.1.1. L'évaporation

Notre zone d'étude est caractérisée par une évaporation élevée durant l'été, ce qui provoque une perte d'eau importante avec une évaporation annuelle de 2004,7 mm.

V.3.1.2.Le vent

C'est le facteur déterminant dans le choix de technique d'irrigations , notre zone d'étude est caractérisée par des vitesses faibles d'une part et moyenne d'autre part (1.9 m/s au moyen).

V.3.1.3.Le sol

Les sols de périmètre de Zit Emba présente une texture limoneuse , la perméabilité est moyenne à bonne , d'ou l'irrigation de surface doit être prudente a fin d'éviter l'asphyxie des plantes , dans ce cas l'irrigation par aspersion et l'irrigation localisé ont des avantages du fait qu'on peut donner des faibles doses .

VI.3.1.4.La pente

Notre périmètre à une pente qui ne dépasse pas les 2 % en général, donc cette dernière ne présente aucune contrainte particulière

VI.3.2.Les contraintes techniques

- Qualification de main d'œuvre
- Entretien du matériel
-

VI.3.3.Les contraintes agronomiques

Les types des cultures envisagées dans notre périmètre sont constitués de cultures fourragère, céréale, maraîchage, et arboriculture, pour des raisons d'économie d'eau essentiellement on retient l'irrigation par aspersion pour les cultures fourragères et maraîchages, et l'irrigation localisée pour les l'arboriculture (olivier).

Notre analyse se résume dans le tableau V.1

Chapitre V : Choix des techniques d'irrigation

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

Contraintes	Irrigation de surface par Rigole	Irrigation par Aspersion	Irrigation Localisée
Evaporation	+	++	++
Vent (1.9 m/s)	+++	++	+++
Texture (argileux-limoneuse)	++	++	+++
Perméabilité (bonne)	++	+++	+++
Pente	++	++	+++
Qualité d'eau (moyenne)	++	++	++
Cultures			
- Maraîchage	+++	+++	+++
- Céréales	x	+++	x
- Arbres	+++	x	+++
Contraintes économiques			
▪ économie d'eau	X	++	+++

Remarque

x: inadéquat ou déconseillé ; +: Adapté avec réserve;

++: Adapté ;

+++ : Très Adapté

V.4. Conclusion

Après l'évaluation des avantages et les inconvénients de chaque méthode, on a pu sélectionner la technique d'irrigation qui s'adapte le mieux aux conditions locales de notre zone d'étude. Donc on opter pour le choix des deux systèmes d'irrigation : irrigation localisée et l'irrigation par aspersion.

Chapitre VI :

**Dimensionnement à
la parcelle**

VI.1. Introduction :

L'irrigation localisée et l'irrigation par aspersion sont les deux techniques qui ont pris la relève dans les systèmes d'irrigation. Elle permet une très grande efficacité de l'irrigation. Dans ce chapitre on va dimensionner deux parcelles de notre périmètre, une par le goutte à goutte et l'autre par l'aspersion. Dont le but principal est d'économiser le maximum d'eau.

VI.2. Dimensionnement d'un réseau d'irrigation Goutte à goutte

VI.2.1. Données générales

Le réseau d'irrigation sera installé sur la parcelle illustré dans la figure I ; alimentée par la borne **BG42** et dont les pressions calculées sont de l'ordre de 3 bars, ce qui est largement suffisant. La surface de l'exploitation est de 4.42 ha.

Culture : Olivier : Besoin de pointe : 142mm (Juillet)

Organisation du réseau : Avec un écartement de 4*4m, et un espacement des goutteurs 2 m,

- Surface : **1.3** ha.
- Longueur : 120m.
- Largeur : **64**m.

Caractéristique du goutteur

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

VI.2.2 Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée

a) Influence du taux de couverture du sol

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

Chapitre VI : Dimensionnement à la parcelle

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

- KELLER et KARMELI (1974) :

$$K_r = \frac{C_s}{0.85} \dots\dots\dots (\text{VI.1})$$

- La formule de Freeman et Garzoli :

$$K_r = C_s + 0.5(1 - C_s) \dots\dots\dots (\text{VI.2})$$

- La formule de Decroix (CTGREF) :

$$K_r = 0.1 + C_s \dots\dots\dots (\text{VI.3})$$

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

$K_r = 0.80$ selon Freeman et Garzoli

$K_r = 0.70$ selon Decroix (CTGREF)

On prendra un coefficient $K_r = 0.80$

$$B_{jl} = B_j * K_r \dots\dots\dots (\text{VI.4})$$

$$B_j = ETM_c = 4.73 * 0.8 = 3.79 \text{ mm/j}$$

a) Dose nette pratique

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

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

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

Tel que : H_{cc} : (27%), H_{pf} : (15%) ; Y : (2/3) ; Z : profondeur des racines (1500 mm)

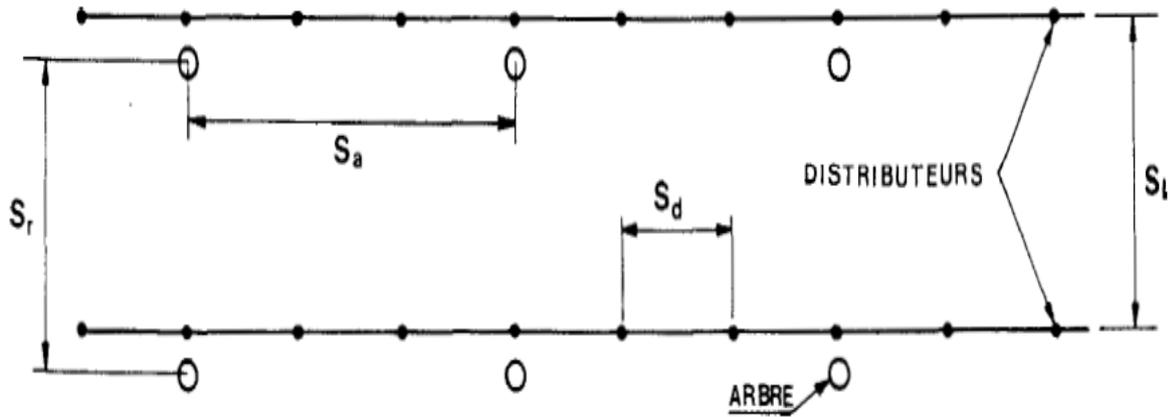


Figure VI.1 : Dispositifs d'installation des goutteurs sur la rampe.

P : Pourcentage du sol humidifié

$$P\% = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r} \dots\dots\dots(VI.5)$$

P : Volume du sol humidifié

N : Nombre de point (goutteurs) de distribution par arbre =2

S_{pd} : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre = 2

S_h : Largeur de la bande humidifiée = 1m (arbres)

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre

S_a : espacement des arbres sur les rangs

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

$$D_n = (27-15) / 100 \times 1500 \times 2/3 \times 1.35 \times 0.25 = \mathbf{Dn=40.5 \text{ mm.}}$$

➤ **Fréquence des arrosages (Fr_jours)**

La fréquence d'arrosage est donnée par la formule suivante :

$$Tr = \frac{Dose \ nette}{ETMc} = \frac{40.5}{3.79} = 10.68 \text{ jours} \dots\dots\dots(VI.6)$$

Donc on prend Tr = **11 jours**.

➤ **Calcul de la dose réelle**

On recalcule la nouvelle dose réelle (dose brute):

$$D_{brute} = 3.79 \cdot 10 / (Ef \cdot Cu)$$

Cu : coefficient d'uniformité Cu=90%

Eff : efficience du réseau d'irrigation Eff=90%

$$D_{brute} = \frac{Dr}{Cu \cdot eff} = \frac{3.68 \times 17}{0.9 \cdot 0.9} = 51.47 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots(VI.7)$$

Avec : $Dr = B_j \cdot Fr$

➤ **Durée de fonctionnement par d'arrosage (h)**

$$\theta = \frac{D_{br} \cdot S_d \cdot S_r}{n \cdot q_g} \quad \dots\dots\dots(VI.8)$$

Sr et Sd espacement entre rang et distributeur, n et Qg nombre et débit du goutteur.

$$\theta = \frac{51.47 \cdot 2 \cdot 4}{2 \cdot 4} = 51.47 \text{ heures} \approx 51 \text{ heures}$$

➤ **Durée d'arrosage journalier**

$$D_j = \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr} = \frac{51}{11} = 4.64 \text{ heures/jour}$$

➤ **Nombre de poste**

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}} = \frac{20}{4.64} = 3.01. \quad \dots\dots\dots(VI.9)$$

On prend 3 postes.

➤ **Surface du poste**

$$S_p = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}} = \frac{1.3}{3} = 0.43 \text{ ha} \quad \dots\dots\dots(VI.10)$$

VI.1.3 Calculs hydrauliques

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

$$\frac{\Delta q}{q} = 10\% \quad (V.5)$$

La variation maximale de la pression

$q = K.H^x$ avec $x=0.5$ (caractéristique du goutteur)

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = x \frac{\Delta H}{H(n)} \dots \dots \dots \text{(VI.11)}$$

Avec : $q(g)$: débit nominal du goutteur

$H(n)$ pression nominal $x=0.5$ pour les goutteurs (circuit court) et $H(n) = 10$ mce (1 bar)

$$0.1 = 0.5 \frac{\Delta H(\text{max.})}{10}$$

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

Donc selon la règle de Christensen 10% ΔH singulières = 0.2 m

Le reste 1.8 ΔH linéaire = 1.8 m

Donc pour les rampes 2/3. 1.8 = 1.2 m

Pour le porte rampe = 1/3. 1.8 = 0.6 m

VI.1.4 Dimensionnement des canalisations du réseau

Pour le calcul des dimensions des canalisations (rampe et porte rampe), on propose que les rampes soient en PEBD ou PEHD.

➤ **Les rampes**

Qui sont toujours en PEBD (polyéthylène basse densité), à l'exception de quelques installations où l'on a utilisé du PVC rigide de petit diamètre.

➤ **Porte-lampes**

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

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

$$\varnothing r(\text{cal}) = \left[\frac{P.d.c(r) * 2.75}{0.478 * Q(r)^{1.75} L(r)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \dots \dots \dots \text{(VI.12)}$$

$$\varnothing_{pr(cal)} = \left[\frac{P.d.c(pr)*2.75}{0.478*Q(pr)^{1.75} L(pr)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \dots\dots\dots(VI.13)$$

Avec :

- Pdc(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
- Ør (cal) : le diamètre de rampes
- Øpr (cal) : le diamètre de porte rampe

1. Pour les rampes : L= 64 m

- . Qr : Débit de rampe.
- . Qg: Débit du goutteur
- . Ng/r : Nombre des goutteurs par rampe
- . Nr : Nombre des rampes
- Qpr: Débit de porte rampe

Le nombre d'arbres par rampe

N arbres = Lr/Ea=64/4=16 => 16 arbres

Nombre des goutteurs par rampe

N=Narbres*n =16*2 =32 goutteurs

Débit de la rampe

Qr=Ng*Qg Qr= 4*32 = 128 l/h

$$\varnothing_r(cal) = \left[\frac{P.d.c(r)*2.75}{0.478*Q(r)^{1.75} L(r)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} = 10.1\text{mm}$$

D_rampe= 10.87 mm, on prend DN =**16 mm**

(Pour vérifier la perte de charge car le DN12 donne $\Delta H = 3.18m$)

Vérification des pertes de charges

Chapitre VI : Dimensionnement à la parcelle

Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation après choix du diamètre, On recalcule les pertes de charges pour un $D = 12 \text{ mm}$

Perte de charge selon hazen-williams

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_w} \right)^{1.852} \cdot \frac{L}{D^{4.87}} \cdot Q^{1.852} \dots\dots\dots(\text{VI.14})$$

Où : L : la longueur de la conduite ;

Q : débit (m³/s) ; D : diamètre intérieur de la canalisation (m) ;

$C_w = 130$ PEBD,

$\Delta H_{\text{rampe}} = 0.76 \text{ m} < 1.2 \text{ m}$

2- Pour le porte rampe : $L=120$

Le nombre des rampes

$N_r = L_{pr}/E_r = 120/4 = 30$ rampes.

Débit du porte rampe

$Q_{pr} = Q_r \cdot N_r = 128 \cdot 30 = 3840 \text{ l/h}$

Nombre de porte rampe

$N_{pr} = 1$ (1 seul porte rampe)

3. Pour la conduite tertiaire

$Q_{csl} = Q_{pr} \cdot N_{pr} = 3840 \cdot 1 = 3840 \text{ l/h} = 0.00107 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\phi_{pr}(\text{cal}) = \left[\frac{P.d.c(pr) \cdot 2.75}{0.478 \cdot Q(pr)^{1.75} L(pr)} \right]^{\frac{1}{4.75}} = 44.29 \text{ mm}$$

Donc on prend $\phi_{pr} = 65 \text{ mm}$

Chapitre VI : Dimensionnement à la parcelle

Tableau VI.1 : Calcul de diamètre de la rampe

Culture	Surface (m ²)	Lr (m)	Ng	Qr (l/h)	ΔH _r (m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse (m/s)	ΔHcal (m)
Olivier	13000	64	32	128	1.2	10.1	16	0.19	0.24 < 1.2

Tableau VI.2. Calcul de diamètre de la porte rampe

Culture	Surface m ²	Lpr (m)	N Rampe	Qpr (l/h)	ΔHp.r (m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse (m/s)	hcal(m)
Olivier	13000	120	30	3840	0.6	44.29	65	0.51	0.59 < 0.6

On remarque que le choix des diamètres normalisés des rampes et porte rompes est fait de telle manière à respecter la limite des pertes de charges totales imposée par la règle de Christiansen.

Calcul des diamètres de la conduite tertiaire

Pour calculer le diamètre on doit fixer la vitesse d'écoulement (valeur optimale) d'environ 1.05 m/s tel que :

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

avec : Q : débit de la conduite considérée (m³/s); V : vitesse d'écoulement (m/s).

Tableau VI3 : Calcul de diamètre des conduites tertiaires

Culture	Surface m ²	L(m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	hcal (m)
Olivier	13000	6	0.00086	1.05	35.97	50	0.43	0.046

Calcul de la pression d'eau à la borne de distribution

Les pertes de charge de la borne jusqu'au goutteur le plus défavorable :

Tableau VI.4:Récapitulatif des calculs hydrauliques.

Conduites	La rampe	Porte rampe
Longueur(m)	64	120
Diamètre(m)	16	65
Débit (m ³ /s)	0.0000036	0.00107
Pertes de charge(m)	0.24	0.59

A partir du tableau on peut déterminer la perte de charge totale entre la borne d'irrigation jusqu'au goutteur le plus défavorable ;

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

$$P(m) = 10+0.24+0.59+0.046= \mathbf{10.97m=10.88 m.}$$

VI.2. Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

Avec l'aspersion, l'eau d'irrigation est amenée aux plantes sous forme de pluie artificielle, grâce à l'utilisation d'appareils d'aspersion alimentés en eau sous pression. Présentons sommairement le principe de la mise en œuvre de l'irrigation à la parcelle dans le cadre d'un équipement classique.

À partir de la prise d'irrigation, l'agriculteur dispose d'une canalisation d'approche (conduite tertiaire) alimentant les portes rampes qui alimentent à leurs tours les rampes sur lesquelles sont montés les asperseurs.

Le dimensionnement des ouvrages cités, nécessite au préalable de quantifier certains paramètres nécessaires à la mise en œuvre de cette technique, tels que le choix de la culture et les caractéristiques de la parcelle choisie.

VI.2.1 Données générales

- **Choix de la culture :** Pour laquelle la totalité des canalisations et des asperseurs est mise en place sur la parcelle, durant toute la campagne d'irrigation.

Dans notre cas nous avons choisi l'irrigation de la Luzerne,

- **Choix des parcelles et de l'ilot :** la parcelle choisie pour l'arrosage par aspersion est dans l'ilot 18 qui présente une superficie de 3.26 ha et qui dispose d'une pression de 4.85 bars.

Surface : 3.26 ha

Longueur : 180 m

Largeur : 180 m

Temps de travail : 20 heures par jour, et 26 jours par mois

Besoins en de pointe : 184 mm/mois pour le mois de pointe (juin).

Perméabilité du sol : le sol est de type sol limono-sableux à un sol argilo-sableux avec une perméabilité estimée à:

$K=7.2$ mm/h.

- **Dose pratique :** RFU : elle est calculée comme suit :

$$RFU = Y * (H_{cc} - H_{pf}) * Da * Z$$

Y: degré de tarissement : égal à 2/3 ;

Da: densité apparente : égale à 1.35

Z: profondeur d'enracinement mm (100cm)

Hcc: humidité à la capacité au champ (27%)

Hpf : humidité au point de flétrissement (15%).

RFU= 108 mm

VI.2.2.Dimensionnement théorique

a) Calcul du diamètre de l'ajutage

$$P = \frac{1.5 \cdot d}{1.04} \dots\dots\dots(VI.15)$$

D'où : $d = \frac{7.2 \cdot 1,04}{1,5} = 4,992 \text{ m m}$

D'après la fiche technique d'un arroseur de type PERROT (**Annexe 4**), le diamètre de la buse normalisé le plus proche est de 4.8 mm.

Avec 5 mm la virification de $P > 7.2$. on garde 4.8mm

b) Calcul de la portée du jet (L)

La portée du jet est la distance de l'appareil au point du rayon arrosé, permet de définir la surface circulaire arrosée par l'appareil, se calcule par l'équation suivante :

$$L = 3 \cdot d^{0,5} \cdot h^{0,25} \dots\dots\dots (VI.16)$$

Avec : d : le diamètre de la buse (mm)

h : pression à la buse (m), dans notre cas $P = 3$ bars, hauteur d'eau = 30m.

$$L = 3 \cdot (4,80)^{0,5} \cdot 30^{0,25} = 15.38m$$

Théoriquement, cette formule est valable, mais demande encore plus de précisions en fonction du diamètre choisi et recommandé par le fournisseur.

D'après le catalogue (**annexe 4**), pour le diamètre de la buse de 4,80mm à une pression minimale de 3 bars, la portée calculée est de 16,0m.

c) Ecartements entre les rampes et arroseurs

En fonction de la vitesse du vent, les normes américaines recommandent l'écartement maximum suivant :

- E_l entre les lignes d'arrosage : 1,25L (vent faible) à 1,02 L (vent fort).
- E_a entre les arroseurs sur la rampe : 0,8 L (vent faible) à 0,5 L (vent fort).

Les valeurs maximales correspondent à des conditions de vent peu violent (<10Km/h).

Notre zone d'étude présente des vitesses maximales de vents de l'ordre de 3 m/s=10.8Km/h, donc on prend les valeurs suivantes :

$$E_l = 1,25 \cdot 16 = 20m$$

$$E_a = 0,8 \cdot 16 = 12.8m$$

Les valeurs normalisées des écartements sont comme suit :

$$E_l=18m, \quad E_a=12m.$$

La surface mouillée (m^2) = 216 m^2 .

d) Débit de l'asperseur

Le débit d'un asperseur se calcule, par la relation suivante :

$$q = 0,95 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \sqrt{2 \cdot g \cdot h}.$$
$$q = 0,95 \cdot \frac{3,14 \cdot (4,8 \cdot 10^{-3})^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 30} = 0.00042m^3/s \quad \dots\dots\dots(VI.17)$$
$$q = 1.5m^3/h$$

Avec q débit de l'asperseur (m^3/s).

e) Vérification de la pluviométrie de la buse

Si on admet que l'écartement est proportionnel à la portée, la pluviométrie horaire p en (mm/h) peut être appréciée via la relation :

$$P = \frac{q}{E_l \cdot E_a} \quad \dots\dots\dots(VI.18)$$

Q : est le débit de l'asperseur choisi, $q=4.2 \cdot 10^{-4} m^3/s = 1.5 m^3/h$

$$D'où p = \frac{1,50}{18 \cdot 12} = 6.9 \text{ mm/h}$$

Donc le diamètre de la buse choisi assurera une pluviométrie $P \leq K = 7.2 \text{ mm/h}$.

f) Calcul du tour d'eau :

La durée du tour d'eau correspond à la durée nécessaire à l'arrosage de l'ensemble des parcelles.

$$T_{eau} = \frac{Dose_{RFU} \cdot N_J}{B_{mp}} \dots\dots\dots(VI.19)$$

$$Teau = (129.6 \cdot 26) / 184 = 15.26 \text{ jours.}$$

On prend un tour d'eau de 15 jours.

Donc on irrigue 2 fois par mois.

g) La dose réelle :

$$Dr = Teau \cdot \text{les besoins journalies} = 15 \cdot 6.13.$$

$$Dr = 91,95 \text{ mm.}$$

h) Calcul de la dose brute :

$$Db = \text{La dose réelle} / 0,75 = 91,95 / 0,75 = 122.6 \text{ mm}$$

i) Temps d'arrosage :

Le temps T pour donner une dose par un asperseur sans dépasser la capacité d'infiltration se calcule d'après la relation suivante :

$$T = \frac{\text{dose_brute}}{\text{pluviometrie}} = 122.6 / 7.2 = 17,2 \text{ h}$$

$$T = 17 \text{ h avec une dose brute de de } 122.6 \text{ mm}$$

Donc on pourra adapter une position par jour pour un asperseur.

j) Calcul du débit d'équipement (Qeq) :

$$Qeq = \frac{S(\text{ha}) \cdot B(\text{mm}) \cdot 10}{T \cdot n \cdot N_j} = \frac{3.26 \cdot 184 \cdot 10}{17 \cdot 1 \cdot 26} = 13.6 \text{ m}^3/\text{h}$$

k) Calcul de l'unité d'arrosage (SU) :

La surface unitaire arrosée : $SU = \frac{S}{Teau.n} = \frac{3.26}{17.1} = 0.191ha = 0.2ha$

l) Nombre d'asperseur requis (Nasp) :

$$Nasp = \frac{SU.10000}{El.Ea} = \frac{0.2.10000}{18.12} = 9.26asp$$

tel que: La dose réelle brute d'arrosage = la dose réelle/0.75

m) Calcul du volume fourni par un asperseur par mois

V = nbr de position par jour . nbr jrs d'irrigation par mois . Dose . Ea . El

$$V = (1 \cdot 26 \cdot 122.6 \cdot 12 \cdot 18) / 1000 = 688.5 \text{ m}^3$$

Volume à épandre en 1 mois sur toute la parcelle :

Vt = besoins mensuels * surface

$$Vt = 184/1000 * 180 * 250 = 8280 \text{ m}^3$$

VI.2.3. Dimensionnement hydrauliques des rampes :

A. Longueur de la rampe

La longueur de la rampe est donc :

Pour le type 1 : $L = n.E$

d'où :

$$L = \text{largeur de terrain} / 2 - Ea / 2 = 250 / 2 - 12 / 2 = 119 \text{ m}$$

B. Nbre asperseur/rampe (N) :

$$N = \text{largeur} / Ea = Lr / Ea = 119 / 12 + 1 = 10.92 \text{ asperseurs} = 11 \text{ asper}$$

C. Nombre de rampes(Nr) :

$$Nr = N \text{ asp} / (\text{nbr asp} / \text{rampe}) = 1 \text{ rampes.}$$

On travaille avec une rampe.

D. Calcul du débit de la rampe(Qr) :

$$Qr = \text{le débit de l'asperseur} \times \text{le nombre d'asperseur} / \text{rampe.} \quad (\text{VII-8})$$

$$\text{Le débit de la rampe : } Qr = 1.50 * 11 = 16.5 \text{ m}^3/\text{h} = 0.00458 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nombre de position des rampes :

$$N_r = \frac{lr}{E_l} = \frac{180}{18} \approx 10$$

Lr : longueur du terrain = 180 m, El : espacement entre les rampes (=18m).

Le nombre de poste égale à 10 postes.

E. Calcul du Diamètre de la rampe

$$\text{Diamètre de la rampe : } D_R = \sqrt{\frac{4Q_R}{\pi.V}}$$

Avec V : vitesse de l'écoulement à travers la rampe

$$\text{Ou : } V \leq V_{ADM} ; V_{adm} \in [0.5 \div 2.5] m/s$$

On suppose que $V= 1.5$ m/s et on calcule D_R

$$D_R = \sqrt{\frac{4 \cdot 4.6 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot 1.5}} = 0,0625 m = 65 mm ,$$

Les conduites en PEHD disponibles sur le marché ont les diamètres suivants:

50 ; 63 ; 75 ; 90 ; 110 ; 125 ; 160 et 200mm.

Le diamètre normalisé ($D_r=90$ mm).

La nouvelle vitesse sera :

$$v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 4.6 * 10^{-3}}{\pi * (63 * 10^{-3})^2} = 1,476 m/s \text{ Ce qui est conforme.}$$

F. Dimensionnement de la porte-rampe

La longueur de la porte-rampe est calculée par :

$$L_{pr} = 180 - 18/2 = 171 \text{ m}$$

On recalcule avec le porte-rampe

$$Q_{p_rampe} = Q_{asp} * n_{asp/rampe} * N_{rampe} = 1.5 * 11 * 1 \quad Q = 0.00458 m^3/s$$

Ou : $V \leq V_{ADM}$; $V_{adm} \in [0.5 \div 2.5]m/s$

On suppose que $V = 1.5 m/s$ et on calcule D_R

$$D_{pr} = \sqrt{\frac{4.6 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot 1.5}} = 0,031m = 31mm,$$

Si on prend le diamètre normalisé ($D_{pr}=63$ mm) , les pertes de charges vont dépassent les normes de Christiansen (4.13).

On prend donc un diamètre de la porte rampe de 110mm.

La nouvelle vitesse sera :

$$v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 4.6 * 10^{-3}}{\pi * (75 * 10^{-3})^2} = 0.51m/s \text{ Ce qui est conforme.}$$

G. Calcul des pertes de charge :

L'expression générale des pertes de charges linéaire dans les conduites est calculée généralement par une formule de type Hazen Williams :

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_H} \right)^{1.852} \frac{Q^{1.852}}{D^{4.87}}$$

Ou ΔH = Perte de charge unitaires (m/m)

Q : Debit de la conduite en m³/s

CH : coefficient equivaut à 140.

Pour la rampe on a : L=119 m, D= 0.11 m, Q= 0.0046 m³/s

$\Delta H_{rampe} = 0.29$ m .

Pour la porte rampe on a : L=171m, D=0.110m, Q=0.0046m³/s

$\Delta H_{porte-rampe} = 0.42$ m.

Les pertes de charges totales pour les rampes sont de 0.75 m et 0.42m pour la porte rampe.

Donc :

$\Delta H_t = 0.75 + 0.42 = 1.17m$ de perte de charge, la règle de Christiansen est donc respectée.

VI.2.4 Calcul de la pression en tête du réseau

C'est la pression nécessaire pour le bon fonctionnement du dernier asperseur.

$$H = H_1 + H_2 + H_3$$

H : pression à la tête de la parcelle.

H1 : pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur (3bar).

H2 : perte de charge totale de la rampe

H3 : la dénivelée. (0 m. terrain relativement plat)

$$H=30+1.17+0=31.17\text{m.}$$

P=3,3 bar, ce qui est largement suffisant vu la pression aux bornes qui est de 4.2 bars.

VI.3.Conclusion

Le choix de. Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement de deux systèmes d'irrigation : aspersion et goutte à goutte. Ces systèmes d'irrigation son modernes, pratiques et nettement plus économiques. A la fin de ce dimensionnement on a confirmé que le choix des techniques d'irrigation révèle d'une grande importance dans l'aménagement d'un périmètre, vu qu'il joue un rôle capital dans le rendement des cultures

Chapitre VII

Étude technico- économique

VII.1 Introduction

A travers ce chapitre on fera une estimation du cout global du projet de l'aménagement hydro-agricole du périmètre Zit Emba. Pour se faire il est important de quantifier l'ensemble des travaux à entreprendre et qui sont :

- Réseau de distribution.
- Conduite d'adduction.
- Travaux divers.

VII.2 Différents travaux à entreprendre

VII.2.1 Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

VII.2.2 Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 20cm dans notre cas.

VII.2.3 Pose des conduites

Avant la pose des conduites dans chaque fouille, on procède à un tri des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

VII.2.4 Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

VII.2.5 Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

VII.2.6 Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VII.3 Facture des différents types de conduites du réseau de distribution

Les prix des conduites sont détaillés comme suit :

Tableau VII.1 : Facture des différents types de conduites du réseau de distribution.

Conduites	Type de conduite	Unités de mesure	Quantité (m)	Prix unitaire (DA/m)	Montant (DA)
Ø 75	PEHD	ml	798	193,61	154500,78
Ø 90	PEHD	ml	1566	278,35	435896,1
Ø 110	PEHD	ml	765	416,10	318316,5
Ø 125	PEHD	ml	200	530,10	106020
Ø160	PEHD	ml	2896	868,30	2514596,8
Ø 200	PEHD	ml	665	1 358,50	903402,5
Ø 250	PEHD	ml	270	2 109,00	569430
Ø 315	Fonte	ml	1199	3 363,00	4032237
Ø 400	Fonte	ml	405	5 396,00	2185380
Ø 500	Fonte	ml	370	8 398,00	3107260
Ø 600	Fonte	ml	1425	13 300,00	18952500
Total (HT)					33 279 539,7
TVA (19%)					6 323 112,54
Total (TTC)					39 602 652,2

Chapitre VII : Etude technico-économique

Tableau VII.2 : Fourniture de pose de pièces spéciales.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 600-160 mm PN 10	U	2	49 553,63	99107,26
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 600-110 mm PN 10	U	2	48 668,03	179579,54
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 600-90 mm PN 10	U	1	48 400,10	27550,22
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 500-250 mm PN 10	U	1	51 139,10	37380
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 500-160 mm PN 10	U	2	47 548,29	95096,58
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 500-110 mm PN 10	U	1	46 223,60	46223,6
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 400-110 mm PN 10	U	1	30 405,17	30405,17
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 315-200 mm PN 10	U	2	13 942,28	27884,56
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 315-160 mm PN 10	U	1	13 279,92	13279,92
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 315-90 mm PN 10	U	1	12 788,75	12788,75
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 200-160 mm PN 10	U	3	8 112,79	24338,37
Fourniture pose de borne d'irrigation type A2 PN 10	U	56	300000	18300000
Fourniture et pose de Vannes Ø 600 PN 10	U	1	416270,43	416270,43
Fourniture et pose de Vannes Ø 400 PN 10	U	1	295601,27	295601,27
Fourniture et pose de Vannes Ø 315 PN 10	U	1	64 783,27	64783,27
Fourniture et pose de Vannes Ø 250 PN 10	U	1	42 204,65	42204,65
Fourniture et pose de Vannes Ø 200 PN 10	U	2	29 684,30	59368,6
Fourniture et pose de Vannes Ø 160 PN 10	U	6	16 737,18	100423,08
Fourniture et pose de Vannes Ø 110 PN 10	U	6	11 098,26	66589,56
Fourniture et pose de Vannes Ø 90 PN 10	U	3	9 334,92	28004,76
Total (HT)				18 466 879,6
TVA (19%)				3 508 707,12
Total (TTC)				21 975 586,7

VII.4 Frais des travaux sur réseau d'irrigation

Il s'agit des frais des travaux exécutés pour la réalisation des tranchées et autres emplacements pour la pose de canalisations :

VII.4 .1 Calcul des volumes de déblais et remblais

La pose des conduites dans le réseau se fait dans des tranchées conçues selon le tracé et l'itinéraire des lignes de conduites et prend en compte les longueurs, les largeurs et les hauteurs de chaque tranchée conçue à recevoir une conduite de diamètre spécifique

La largeur de la tranchée varie selon la section des conduites est de :

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

La hauteur est de :

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

Avec :

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

Sois L la longueur de la tranchée en mètres.

D : diamètre de la conduite.

VII.4 .2 Volume du déblaiement

Le volume des déblaiements sera alors égal à :

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

VII.4 .3 Volume de remblais

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

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

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

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

VII.4 .4 Volume de sable

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

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

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

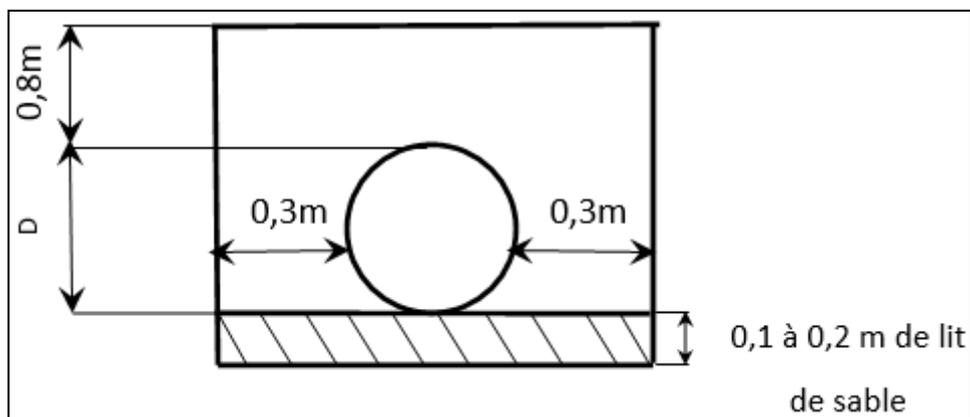


Figure VII.1 : Disposition de la conduite dans une tranchée

Calcul des différents volumes

Tableau VII.3 : Quantité des travaux de terrassement.

Conduites	l (m)	h (m)	L (m)	V _{deb} (m ³)	V _{cond} (m ³)	V _{sable} (m ³)	V _{remb} (m ³)	V _{excédentair} (m ³)
Ø 75	0,66 3	1	0	0	0	0	0	0
Ø 90	0,70	1,00	798,00	957,60	3,52	55,86	898,22	59,38
Ø 110	0,70	1,00	1566,00	1879,20	9,96	109,62	1759,62	119,58
Ø 125	0,80	1,00	765,00	918,00	7,27	61,20	849,53	68,47
Ø160	0,80	1,00	200,00	240,00	2,45	16,00	221,55	18,45
Ø 200	0,80	1,10	2896,00	3822,72	58,20	231,68	3532,84	289,88
Ø 250	1,00	1,10	665,00	877,80	20,88	66,50	790,42	87,38
Ø 315	1,00	1,20	270,00	388,80	13,25	27,00	348,55	40,25
Ø 400	1,00	1,20	1199,00	1726,56	93,39	119,90	1513,27	213,29
Ø 500	1,00	1,30	405,00	631,80	50,87	40,50	540,43	91,37
Ø 600	1,20	1,40	370,00	621,60	72,61	44,40	504,59	117,01
Total				13 603,08	-	875,26	12 153,80	1 589,39

Tableau VII.4 : Coût des travaux de terrassement.

Conduites	Unités de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	M ³	13 603,08	1000	13603080
Pose du lit de sable	M ³	875,26	1100	962786
Remblai de la tranchée	M ³	12 153,80	600	7292278,8
Evacuation de terres excédentaires à la décharge	M ³	1 589,39	500	794694,503
TOTAL (DA) +TVA				26 956 879

VII.4.5. Estimation du cout total de l'installation du réseau

Le cout total des travaux est estimé comme suit :

$$P_t = F_{\text{remb}} + F_{\text{sable}}$$

Le cout total de l'installation des conduites en prenant en compte toutes les opérations financières est de l'ordre de :

$$CT = 39\,602\,652,2 + 21\,975\,586,7 + 26\,956\,878,8 = \mathbf{88\,535\,118\,DA}$$

VII.5 Frais des travaux sur le réservoir

Les opérations à suivre pour la réalisation :

- Terrassements :
 - Décapage des terres végétales.
 - Fouille en grande masse jusqu'au bon sol.
 - Remblai en terre épierrée.
 - Transport des terres excédentaires.
- Coffrage :
 - Radier.
 - Voile.
 - Coupole.
- Béton :

- Béton de propreté dosé a 150kg/m^3 .
- Béton : radier, voile (400kg/m^3) ; coupole (350kg/m^3)
- Enduit et peinture :
 - Enduit : étanche sur la surface intérieure avec des adjuvants dosés a 600kg/m^3 .
 - Peinture :
 - * badijonage des surfaces en terre par du fillincotte
 - *Etanchéité de la coupole par des paxa-aluminium.
 - *Peinture vinylique sur la partie apparente.
- Menuiserie métallique :
 - Carpeau métallique.
 - Grille d'aération métallique.
 - Echelles galvanisées.

VII.5.1 Terrassement

➤ Décapage

$$S_{\text{dec}} = A * B$$

$$S_{\text{dec}} = (20 + 0.3 * 2 + 2) (20 + 0.3 * 2 + 2) = 510.76 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{dec}} = S_{\text{dec}} * e = 213.16 * 0.1$$

Avec: $e = 10 \text{ cm}$

$$\Rightarrow V_{\text{dec}} = 51.076 \text{ m}^3$$

➤ Les fouilles en grand masse

$$D = D_{\text{ext}} + 2 \text{ m}$$

$$D = 20.6 + 2 = 22.6 \text{ m}$$

$$S_f = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi * 20.6^2}{4} = 333.13 \text{ m}^2$$

$$V_f = S_f * h_{\text{bs}} = 333.13 * 2.2$$

h_{bs} : hauteur du bon sol c'est 2.2m.

$$\Rightarrow V_f = 733 \text{ m}^3$$

➤ Volume des terres

$$V_t = V_f * C_f = 733 * 1.3$$

$$\Rightarrow V_t = 953 \text{ m}^3$$

➤ **Les remblais des fouilles**

$$V_{rf} = S * h_{bs} - V_{bp}$$

$$V_{rf} = \frac{\pi(D_{fext}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h_{bn} - 2$$

$$V_{rf} = 3.14 * (22.6^2 - 20.6^2) / 4 * 2.2 - 2$$

$$\Rightarrow V_{rf} = 148 \text{ m}^3$$

➤ **Volume du déblai a transporté**

$$V_t - V_{rf} = 953 - 148 = 805 \text{ m}^3$$

VI.5.2 Bétonnage

➤ **Volume de béton de propreté**

$$V_{bp} = S_{bp} * e_{bp}$$

$$S_{bp} = \frac{\pi(D_{ext} + 0.1)^2}{4} = \frac{\pi 20.7^2}{4} = 126.61 \text{ m}^2$$

$$V_{bp} = 9.97 * 0.2$$

$$\Rightarrow V_{bp} = 67.3 \text{ m}^3$$

➤ **Volume de radier**

$$V_{rad} = S_{rad} * e_r$$

$$S_r = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi 20.6^2}{4} = 333.3 \text{ m}^2$$

$$V_r = 124.69 * 0.35$$

$$\Rightarrow V_r = 116.6 \text{ m}^3$$

➤ **volume des voiles**

$$V_{bv} = \frac{\pi(D_{ex}^2 - D_{int}^2)}{4} * H_{rad} = 49$$

$$\Leftrightarrow V_{bv} = 49 \text{m}^3$$

➤ **Le volume de la coupole**

$$S_c = 2\pi R_{moy} * f$$

$$R_{moy} = (R_{ext}^2 + f^2) / 2f = (10.3^2 + 1.2^2) / (2 * 1.2) = 45.2 \text{m}$$

$$S = 2 * 3.14 * 45.2 * 1.2 = 340.7 \text{m}^2$$

$$V_c = S * ef$$

$$V_c = 340.7 * 0.10$$

$$\Leftrightarrow V_c = 34.07 \text{m}^3$$

VII.5.3 Enduit et peinture

$$S_{end} = \frac{\pi D_{int}^2}{4} + \pi D_{int} * H_r$$

$$\Leftrightarrow S_{end} = 628 \text{m}^2$$

$$\Leftrightarrow S_{ext} = 323.3 \text{m}^2$$

VII.5.4 Les engins

Dans la réalisation des réservoirs on aura besoin :

- La niveleuse pour le décapage.
- La pelle hydraulique ou une chargeuse pelleteuse pour les fouilles.
- Une bétonnière pour la préparation du béton.
- Des camions pour le transport des matériaux et des déblais.
- Un compacteur pour compacter les remblais.

Chapitre VII : Etude technico-économique

Tableau VII.5 : Coût des travaux de réalisation du réservoir de 1300m³.

N°	Désignation des travaux	U	Qté	Prix Unitaire	Montant en HT
1	Terrassement en grande masse pour plate forme de travail en terrain de toute nature	M3	51	450,00	22 950,00
2	terrassement de la cuve du réservoir en terrain de toute nature travaux mécaniques,	M3	733	450,00	329 850,00
3	étude géotechnique	ENS	1	500 000,00	500 000,00
4	f/p de béton de propreté dosé à 200kg/m3 y/c toute suggestion de bonne exécution	m3	68	7 000,00	476 000,00
5	f/p de béton armé dosé à 400kg/m3 pour radier et paroi du réservoir, ferrailage selon plan	M3	117	55 000,00	6 435 000,00
6	f/p de béton armé dosé à 350kg/m3 pour poutre et coupole du réservoir, ferrailage selon plan remis y compris toute suggestion de mise en place, coffrage décoffrage.	M3	83	48 000,00	3 984 000,00
87	enduit en mortier de ciment en triple couche étanche sur paroi intérieur	M2	628	1 400,00	879 200,00
8	enduit en mortier de ciment en deux couches sur paroi extérieur	M2	324	950,00	307 800,00
9	réalisation d'une chambre de vanne de dimension intérieur de 4m*4m y compris maçonnerie en brique, enduit en mortier de ciment sur mur et sous plafond, f/p d'une porte métallique avec serrure de sécurité, f/p de grille d'aération 1m*0,5 et f/p d'équipement d'éclairage	M2	16	45 000,00	720 000,00
10	fourniture et pose de fontainerie comprenant conduite d'adduction, de distribution, trop plein, vanne de vidange, ventouse sur conduite de distribution, vanne de distribution	ENS	1	1 000 000,00	1 000 000,00
TOTAL EN HT				14 654 800,00	
TOTAL EN TTC				17 439 212,00	

VII.6. Devis pour la station de pompage

- La hauteur $H= 5.5\text{m}$
- La longueur $L= 18\text{ m}$
- La largeur $l = 9\text{ m}$
- H : hauteur de poteau = 5.5 m
- Poteaux : $b\times b=30\times 30\text{ cm}$
- Poutres : $b\times b= [(40\text{à}50) \times 30]\text{ cm}$
- Brique $30\times 20\times 15\text{ cm}$

($L = 5.6\text{m}$; $l = 3.9\text{ m}$; $n_p=12$)

Schéma explicatif :

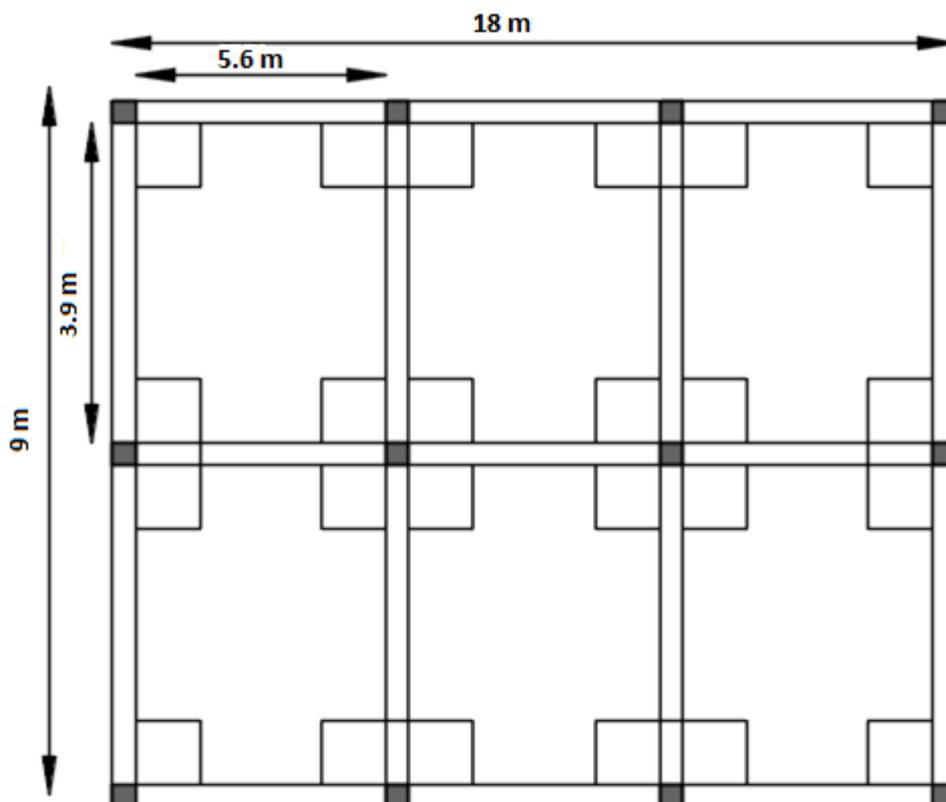


Figure VII.2 : schéma explicatif de la station de pompage

VII.6.1 Volume des travaux

- **Décapage :** $V_d = L \times l \times e_d$

$$V_d = 18 \times 9 \times 0.1 = \mathbf{16.2 \text{ m}^3}$$

- **Excavation :** $V_{ex} = 1 \times 1 \times 0.9 \times n_p$

$$V_{ex} = 0.9 \times 12 = \mathbf{10.8 \text{ m}^3}$$

- **Déblai :** $V_D = 16.2 + 10.8 = \mathbf{27 \text{ m}^3}$

- **Béton de propreté :** $V_{b,p} = 10 \text{ cm} * 1\text{m} * 1\text{m} * n_p$

$$V_{b,p} = 0,1 * 1 * 1 * 12 = \mathbf{1.2 \text{ m}^3}$$

- **Béton ordinaire (Béton armé 350 kg /m³) semelle**

$$V_{B.A.S} = 1 \times 1 \times 0.3 \times n_p$$

$$V_{B.A.S} = 1 \times 1 \times 0.3 \times 12 = \mathbf{3.6 \text{ m}^3}$$

- **Demi-Poteaux :** $V_{D.P} = (0,6 \times 0,3 \times 0,3) \times n_p = \mathbf{0.648 \text{ m}^3}$

- **Remblai fouilles**

$$V_R = n_p [V_{\text{déblai/excav}} - V_{b,p} - V_{B.A.S} - [(V_{D.P} (0,3 \times 0,3 \times 0,1))]]$$

$$V_R = 12 (27 - 1.2 - 3.6 - (0.648 (0.3 \times 0.3 \times 0.1))) = \mathbf{266.33 \text{ m}^3}$$

- **Volume béton de propreté au dessous de la ceinture**

$$V_{B.P.C} = ((16 \times L) + (15 \times l)) \times 0,1 \times 0,3$$

$$V_{B.P.C} = ((16 \times 5.6) + (15 \times 3.9)) \times 0,1 \times 0,3 = \mathbf{4.31 \text{ m}^3}$$

- **Béton armé Longrines**

$$V_{B.A.Longrine} = ((16 \times L) + (15 \times l) + (n_p \times 0,3)) \times e \times 0,3 \quad e = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

$$V_{B.A.Longrine} = ((16 \times 5.6) + (15 \times 3.9) + (12 \times 0.3)) \times 0.5 \times 0.3 = \mathbf{22.76 \text{ m}^3}$$

- **Le volume occupé par le Brique**

$$V_{\text{brique}} = 12 \times 3 \times [2 \times L + 2(1 - 2 \times 0,15)] \times 0,2 \times 0,15 \text{ avec : Brique (30.20.15) cm}$$

$$V_{\text{brique}} = 12 \times 3 \times [2 \times 5,6 + 2(3,9 - 2 \times 0,15)] \times 0,2 \times 0,15 = \mathbf{19,88 \text{ m}^3}$$

- **Nombre de Brique**

$$V_{\text{brique}} = 0,3 \times 0,2 \times 0,15 = \mathbf{0,009 \text{ m}^3} \quad (1 \text{ Pièce})$$

$$N_{\text{brique}} = \frac{9}{0,009} = \mathbf{2209 \text{ pièces (Briques sous la ceinture)}}$$

- **Chape (Plate forme)**

- **Graviers** (épaisseur = 3 cm)

$$V_{\text{graviers}} = 12 \times (L \times l) \times 0,3 = 6 \times (5,6 \times 3,9) \times 0,3 = \mathbf{78,62 \text{ m}^3}$$

- **Chape de béton armé = 7 cm**

$$V_{\text{B.A.chape}} = 12 \times (L \times l) \times 0,7 = 6 \times (5,6 \times 3,9) \times 0,7 = \mathbf{183,46 \text{ m}^3}$$

- **Poteaux (Béton armé)**

$$V_p = n_p \times (0,3 \times 0,3 \times H)$$

tq : (H= 3 à 4) On prend **H= 4 m**

$$V_p = 12 \times (0,3 \times 0,3 \times 4) = \mathbf{4,32 \text{ m}^3}$$

- **Dalle** $V_{\text{dalle}} = V_{\text{B.A.chape}} = \mathbf{58,97 \text{ m}^3}$

- **Poutre** $V_p = 0,2 V_{\text{dalle}} = \mathbf{11,79 \text{ m}^3}$

- **Maçonnerie extérieur**

Chapitre VII : Etude technico-économique

$$S_{\text{Brique}} = 0,2 * 0,3 = \mathbf{0,06 \text{ m}^2} \quad (1 \text{ pièce})$$

$$N_{\text{Brique}} = [2 * (8 * L + 6 * I) * H] / S_{\text{Brique}} = \mathbf{7885 \text{ pièces (brique sur la ceinture)}}$$

$$N_{\text{TOTAL.Brique}} (\text{Brique 30-20-15}) = 7885 + 2209 = \mathbf{10094 \text{ pièces}}$$

VII.6.2. Estimation du cout de la station de pompage

Tableau VII.6: Estimation de cout de la stations de pompage.

Désignation des travaux	unités	Quantité	Prix unitaire	Montant (Da)
Décapage	m ³	16.2	250	3000
Excavation	m ³	10.8	400	4320
Béton de propreté	m ³	1.2	12000	14400
Béton armé				
Semelles	m ³	3,6	25000	90000
Demi-poteaux	m ³	0,648	25000	16200
Poutre	m ³	11,79	25000	294750
Chape	m ³	183.46	25000	3439750
Poteaux	m ³	4,32	25000	108000
longrine	m ³	22.76	25000	485500
Ceinture	m ³	4.31	25000	94500
gravier	m ³	78.62	25000	1474250
Remblai				
Fouille	m ³	266.33	450	97168,5
la dalle	m ³	58,97	450	26536,5
Maçonnerie				
Briques	U	10094	29	249168
Total (DA)	8 199 581			
TVA (19%)	1557920,39			
PRIX TOTAL	9 757 502			

VII.7 Estimation du coût total du projet

Le devis des différentes opérations sont comme suit :

- Devis des travaux (réseau de distribution-adduction –refoulement) **26 956 879 DA**
- Devis de l'équipement de distribution **21 975 586,7 DA**
- Devis du réservoir **9 757 502DA**
- Devis du système de pompage **88 535 118 DA**

Donc le devis total du projet est estimé à : **115 731 840 DA**

VI.8 Conclusion

L'estimation du coût total du projet a donné un montant global de **cent quinze million sept cent trente et un mille huit cent quarante dinars**. On remarque ce montant est un peu élevé, cela est due aux coûts de la station de pompage et celui du réservoir.

Conclusion générale

Le secteur agricole en Algérie qui est caractérisé par son système de production qui est insuffisant même pour la population locale, dû à la pénurie de l'eau, qui s'accroît lors des années à pluviosité déficitaire, a nécessité des mesures administratives relatives aux quotas d'eau et en suite, le développement de l'utilisation économique de l'eau à l'aide des technologies modernes.

L'irrigation a toujours occupé une place prépondérante dans le tissu agricole, et social à l'Algérie. Cette irrigation connaît des sérieux problèmes, liés essentiellement à la rareté des ressources en eau, et à la détérioration des ouvrages hydrauliques agricoles. Pour ceci l'amélioration de l'irrigation est devenue une nécessité urgente, cette amélioration ne peut être réussie que par un schéma collectif et participatif des différents acteurs.

L'aménagement hydro agricole du périmètre de Zit Emba (Wilaya de Skikda) qui s'étend sur une superficie nette de 320ha irrigué à partir du barrage de Zit Emba a fait l'objet de ce mémoire de fin d'études qui comporte plusieurs chapitres.

En premier lieu, une étude détaillée de la région et sous différents angles a permis de classer son climat comme étant subhumide avec un hiver humide et un été chaud.

Deuxièmement il a été question de l'identification des ressources en sol et en eau disponible dans notre région afin de les exploiter au mieux dans la réalisation du projet.

Puis vient alors l'estimation et le calcul des besoins en eau des cultures mise en place dans l'objectif de leur assurer une bonne alimentation en eau car les rendements en dépendent.

Le système d'adduction est l'épine dorsale de l'aménagement puisque c'est grâce au bon dimensionnement de ses divers ouvrages que l'opération d'acheminer l'eau au périmètre se fera de manière optimale.

Pour compléter notre travail, un choix des techniques d'irrigation s'est imposé tout en veillant à ce que l'économie et la gestion de l'eau soit une priorité.

Après d'avoir opté pour la technique du goutte à goutte et celle de l'aspersion étant donné les multiples avantages qu'elles offrent on est passé au dimensionnement à la parcelle.

Estimer le cout du projet est primordiale car l'ingénieur doit avoir la notion de la faisabilité technique mais aussi de la rentabilité économique, dans notre cas l'aménagement demande un montant d'environ cent vingt millions de dinars, cette hausse du prix est due à l'installation d'une station de pompage et un réservoir de stockage qui sont nécessaires, d'une part pour garantir les pression aux asperseur, et d'autre part pour éviter une mauvaise installation du réseau d'irrigation qui mènera à son dysfonctionnement.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- **AGRED.A (2014)** : l'irrigation du périmètre de Zit-Emba (zone nord) à partir du Barrage de zit-emba wilaya de skikda ;
- **TOUABIA, BENINA.** Manuel d'hydrologie ISBN.Blida Algérie. Mars 2004,166p ;
- **ONID.** Aménagement hydro agricole du périmètre Zit Emba 6416ha wilaya de Skikda ;
- **AVERS.R.S.WESTEOT D.W.** Qualité de l'eau d'irrigation, bulletin de la FAO n 29 (Rome Italie) ,1983.
- **ALLEN R. G, PEREIRA L. S, RAES D. & SMITH M.** Crop Evapotranspiration. Guide lines for Computing Crop Water Requirements. FAO Irrigation and Drainage Paper 56. Food and Agriculture Organization (FAO) of the United Nations, Rome 1998, 300 p.
- **DOORRENBOS.J.PRULTE.W.O.** Les besoins en eau des cultures bulletin de la FAO n 24 (Rome Italie), 1981.
- **FAO.** Irrigation and Drainage Paper no, 2007, Manuel des techniques d'irrigation sous pression.
- **GOBAT ET AL. GOBAT, J.M, & MATTHEY.W.** Le sol vivant. Bases de pédologie, biologie des sols, 1998.
- **PHOCAIDES, A.** Manuel des techniques d'irrigation sous pression.FAO : Roma, 2008.
- **PERRIER A.** Étude physique de l'évapotranspiration dans les conditions naturelles. I. Evaporation et bilan d'énergie de surfaces naturelle 26 (1), 1975.
- **PAUL AUDOYE, CLEMENT MATHIEU ET JEAN-CLAUDE CHOSSAT.** Bases techniques de l'irrigation par aspersion, Lavoisier paris, 2007. (chap dimensionnement aspersion : calcul du débit équipement)
- **OLLIER.CH ET POIREE.M.** Irrigation : les réseaux d'irrigation, théorie, technique et économie des arrosages. Ed. Eyrolles. Paris 1981,455p.
- **TIERCELIN.** Traité d'irrigation, Lavoisier tec & doc, paris 1998 .1011p. (technique irrigation)

Références bibliographiques

- **L.RIEUL**. Guide pratique d'irrigation, édition, CEMAGRF Paris 1992, pp : 219-223.
- **BROUWER**. Méthodes d'irrigation. 1990, 80p.
- **MEYLAN.J, CLÉMENT.R et GALAND.A.** Technique de l'ingénieur (Système d'irrigation), Site Web (sndl) ,1990.
- **Site web** (www.agrimaroc.net/124.pdf),2004.
- **Site web**(www.moag.gov.il/agri/files/lirrigation_au_goutte_goutte.pdf),2004.

ANNEXES

ANNEXES

Annexe 1

Coefficients culturaux (Kc)

CULTURE	Stades de développement de la culture					Durée totale de la période végétative
	Initial	Développement	Mi-saison	Fin de saison	Récolte	
Bananier tropical	0.4 -0.5	0.7 -0.85	1.0 -1.1	0.9 -1.0	0.75-0.85	0.7 -0.8
subtropical	0.5 -0.65	0.8 -0.9	1.0 -1.2	1.0 -1.15	1.0 -1.15	0.85-0.95
Haricot vert	0.3 -0.4	0.65-0.75	0.95-1.05	0.9 -0.95	0.85-0.95	0.85-0.9
sec	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.65-0.75	0.25-0.3	0.7 -0.8
Chou	0.4 -0.5	0.7 -0.8	0.95-1.1	0.9 -1.0	0.8 -0.95	0.7 -0.8
Coton	0.4 -0.5	0.7 -0.8	1.05-1.25	0.8 -0.9	0.65-0.7	0.8 -0.9
Raisin	0.35-0.55	0.6 -0.8	0.7 -0.9	0.6 -0.8	0.55-0.7	0.55-0.75
Arachide	0.4 -0.5	0.7 -0.8	0.95-1.1	0.75-0.85	0.55-0.6	0.75-0.8
Mais sucré	0.3 -0.5	0.7 -0.9	1.05-1.2	1.0 -1.15	0.95-1.1	0.8 -0.95
grain	0.3 -0.5*	0.7 -0.85*	1.05-1.2*	0.8 -0.95	0.55-0.6*	0.75-0.9*
Oignon sec	0.4 -0.6	0.7 -0.8	0.95-1.1	0.85-0.9	0.75-0.85	0.8 -0.9
vert	0.4 -0.6	0.6 -0.75	0.95-1.05	0.95-1.05	0.95-1.05	0.65-0.8
Pois, frais	0.4 -0.5	0.7 -0.85	1.05-1.2	1.0 -1.15	0.95-1.1	0.8 -0.95
Poivron, frais	0.3 -0.4	0.6 -0.75	0.95-1.1	0.85-1.0	0.8 -0.9	0.7 -0.8
Pomme de terre	0.4 -0.5	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.85-0.95	0.7 -0.75	0.75-0.9
Riz	1.1 -1.15	1.1 -1.5	1.1 -1.3	0.95-1.05	0.95-1.05	1.05-1.2
Carthame	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.65-0.7	0.2 -0.25	0.65-0.7
Sorgho	0.3 -0.4	0.7 -0.75	1.0 -1.15	0.75-0.8	0.5 -0.55	0.75-0.85
Soja	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.0 -1.15	0.7 -0.8	0.4 -0.5	0.75-0.9
Betterave sucrière	0.4 -0.5	0.75-0.85	1.05-1.2	0.9 -1.0	0.6 -0.7	0.8 -0.9
Canne à sucre	0.4 -0.5	0.7 -1.0	1.0 -1.3	0.75-0.8	0.5 -0.6	0.85-1.05
Tournesol	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.7 -0.8	0.35-0.45	0.75-0.85
Tabac	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.0 -1.2	0.9 -1.0	0.75-0.85	0.85-0.95
Tomate	0.4 -0.5	0.7 -0.8	1.05-1.25	0.8 -0.95	0.6 -0.65	0.75-0.9
Pastèque	0.4 -0.5	0.7 -0.8	0.95-1.05	0.8 -0.9	0.65-0.75	0.75-0.85
Blé	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.65-0.75	0.2 -0.25	0.8 -0.9
Luzerne	0.3 -0.4				1.05-1.2	0.85-1.05
Agrumes sarclés						0.65-0.75
sans sarclage						0.85-0.9
Olivier						0.4 -0.6

Premier chiffre: avec forte humidité (HR min > 70%) et vent faible (U < 5 m/s).

Second chiffre: avec faible humidité (HR min < 20%) et vent fort (> 5 m/s).

ANNEXES

Annexe 2

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)

ANNEXES

Annexe 3

Diamètres des conduites PEHD (Groupe CHIALI)

TABLEAU N° 1 – Diamètre extérieur

Diamètre extérieur nominal d_n (mm)	Diamètre extérieur moyen	
	d_{ext} (mm)	d_{ext} (mm)
16	16,0	16,3
20	20,0	20,3
25	25,0	25,3
32	32,0	32,3
40	40,0	40,4
50	50,0	50,4
63	63,0	63,4
75	75,0	75,5
90	90,0	90,6
110	110,0	110,7
125	125,0	125,8
140	140,0	140,9
160	160,0	161,0
180	180,0	181,1
200	200,0	201,2
225	225,0	226,4
250	250,0	251,5
280	280,0	281,7
315	315,0	316,9
355	355,0	357,2
400	400,0	402,4
450	450,0	452,7
500	500,0	503,0
560	560,0	563,4
630	630,0	633,8
710	710,0	716,4
800	800,0	807,2
900	900,0	908,1
1000	1000,0	1009,0
1200	1200,0	1210,8
1400	1400,0	1412,6
1600	1600,0	1614,4

Annexe 4

Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30



Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30

1 buse
angle de jet 30°
Raccord fileté 1"

Ø de la buse mm	pression à la buse bar	portée m	débit m³/h	espacement m		surface irriguée m²		densité d'aspersion mm/h	
				□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.
4,0	2,5	13	0,93	12/18	18/18	216	324	4,3	2,88
	3,0	14,5	1,02	18/18	18/24	324	432	3,16	2,36
	3,5	15,3	1,11	18/18	18/24	324	432	3,42	2,57
	4,0	16	1,19	18/18	18/24	324	432	3,71	2,76
4,2	2,5	13,5	1,04	12/18	18/24	324	432	4,8	2,42
	3,0	15	1,14	18/18	18/24	216	432	3,52	2,64
	3,5	15,8	1,23	18/18	18/24	324	432	3,8	2,85
	4,0	16,5	1,32	18/24	24/24	324	576	3,06	2,3
4,5	2,5	14	1,20	18/18	18/24	432	432	3,71	2,78
	3,0	15,5	1,32	18/18	18/24	324	432	4,07	3,05
	3,5	16,3	1,42	18/18	18/24	324	432	4,38	3,29
	4,0	17	1,52	18/24	24/24	324	576	3,52	2,64
4,8	2,5	14,5	1,38	18/18	18/24	432	432	4,27	3,2
	3,0	16	1,51	18/18	18/24	324	432	4,66	3,6
	3,5	16,5	1,63	18/24	24/24	324	576	3,78	2,82
	4,0	17	1,75	18/24	24/24	432	576	4,05	3,04
5,0	2,5	14,5	1,48	18/18	18/24	432	432	4,57	3,43
	3,0	16,5	1,63	18/18	18/24	432	432	5,04	3,77
	3,5	17	1,76	18/24	24/24	324	576	4,08	3,05
	4,0	17,5	1,88	18/24	24/24	324	576	4,35	3,26
5,5	2,5	15,2	1,82	18/18	18/24	432	432	5,62	4,22
	3,0	17	1,99	18/24	24/24	432	576	4,61	3,45
	3,5	17,5	2,14	18/24	24/24	324	576	4,95	3,71
	4,0	18	2,29	18/24	24/24	432	576	5,31	3,98
6,0	2,5	16,2	2,16	18/24	24/24	432	576	5,00	3,75
	3,0	17,5	2,37	18/24	24/24	432	576	5,50	4,12
	3,5	18	2,56	18/24	24/24	432	576	5,92	4,43
	4,0	18,5	2,74	18/24	24/24	432	576	6,35	4,76
7,0	2,5	17,5	2,96	18/24	24/24	432	576	6,9	5,1
	3,0	18,0	3,22	18/24	24/24	432	576	7,5	5,6
	3,5	18,5	3,48	24/24	24/24	576	576	6,0	6,0
	4,0	19,0	3,73	24/24	24/30	576	720	6,5	6,7

Figure IV.48 : fiche technique d'un arroseur

- Débit de l'asperseur

On le calcule par la relation (IV.9)

Annexe 5

Perte de charge Lechapt_Calmom

A/ NOTATIONS - EXPLOITATION DE LA TABLE

Formule utilisée

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

où Q est en m³/s ; D en mètre ; J en mm/m
valable pour une eau à 10° centigrades.

1 - K = 2	L = 1,863	M = 2	N = 5,33
2 - K = 1	L = 1,601	M = 1,975	N = 5,25
3 - K = 0,5	L = 1,40	M = 1,96	N = 5,19
4 - K = 0,25	L = 1,160	M = 1,93	N = 5,11
5 - K = 0,1	L = 1,100	M = 1,89	N = 5,01
6 - K = 0,05	L = 1,049	M = 1,86	N = 4,93
7 - K = 0,025	L = 1,01	M = 1,84	N = 4,88
8 - K = 0			

ANNEXES

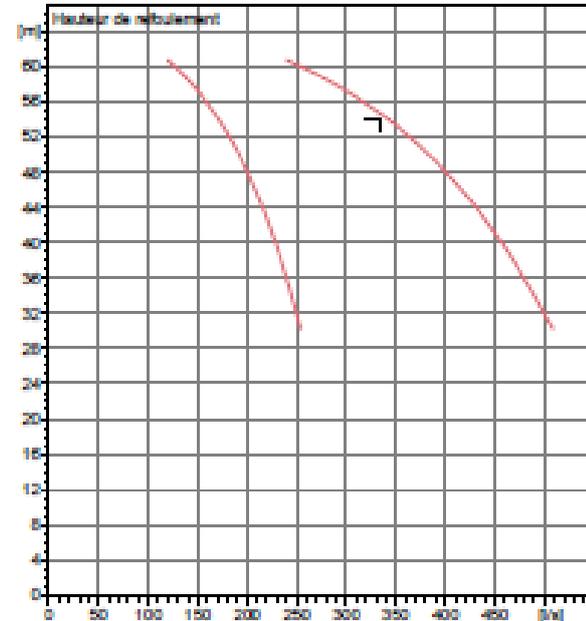
Annexes 6



Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
= ISO 14001:2004 =

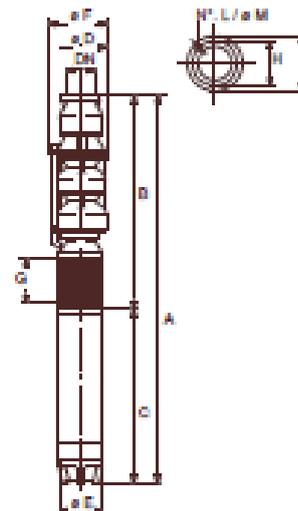
E18S64/1A + MAC10180-8V	
Caractéristiques requises	
Débit	333 l/s
Hauteur de refoulement	54 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N. de pompes	3
Caractéristiques de la pompe	
Débit	188 l/s
Hauteur de refoulement	54,8 m
Puissance absorbée	111 kW
Rendement	80,8%
Hauteur manométrique H(D=0)	75,9 m
Pertes de charge dans le clapet anti-retour	1,37 m
Créf. de refoulement	DN230
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2940 tr/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	132 kW
Intensité nominale	254 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	8
Température max. du liquide pompé	25 °C
Taux max. de matières solides	40 g/m ³
Densité max.	995 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	732 kg



Caractéristiques de fonctionnement				
ISO 9906 GRADE 2				
Q (m ³ /s)	H (m)	P (kW)	Rend. (%)	NPSH (m)

A = 2820
B = 1175
C = 1745
D = 364
E = 242
F = 435
H = 293
I = 326
L = 8
M = 20

Dimensions mm



Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Caoutchouc
Corps aspiration	Fonte sphéroïdale
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Bronze
Bague d'usure	Fonte
Crispîne	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Pans-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos. N°
11.08.2018	1		