



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME :

**Etude d'aménagement hydro-agricole du périmètre
El Amra a partir du barrage de sidi M'hamed ben-Taib,
W. Ain Defla**

Présenté par :

HASSANI Yassine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r RASSOUL Abdelaziz	MCA	Président
M ^r KERID Rachid	MAA	Examinateur
M ^{me} AZIEZ Ouahiba	MAA	Examinatrice
M ^{me} MAZOUZI Sabra	MAA	Promotrice

Session octobre 2020

REMERCIEMENT

*Je rends grâce à dieu le tout puissant qui m'a permis d'arriver à ce but
et qui m'a donner la force d'achever ce travail.*

Je présente mes chaleureux remerciements à ma promotrice

*M^{me} MAZOUZI Sabra pour son aide précieuse, sa disponibilité et les
considérables conseils qui m'étaient très utiles pour bien mener ce
travail.*

*Mes vifs remerciements à M^{me} AZIEZ Ouahiba, pour son aide, ses
conseils durant toute la période de mon projet.*

Je tiens à remercier tous les enseignants de l'ENSH.

*Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer
mon travail.*

*Tous les membres de ma famille qui m'ont tant encouragé et soutenu
tout au long de mon cursus scolaire et universitaire, particulièrement
mon père et ma chère mère, qui sans eux je n'aurai pas eu l'énergie
nécessaire pour parvenir à la fin de mon cycle.*

DEDICACE

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents, pour leur soutien immense
qu'ils n'ont cessé de m'apporter ainsi que les conseils qu'ils m'ont
prodigué sans lesquels j'avoue je ne serai pas ce*

Que je suis aujourd'hui.

A mes frères : Abd Eldjalil , Ali et Imad

A toute la famille HASSANI

A tous mes cher amis son exception.

ملخص:

في هذا المشروع قمنا بدراسة كيفية لإنجاز شبكة السقي من اجل تزويد الأراضي الزراعية المكونة لمحيط العامرة الواقع في ولاية عين الدفلى انطلاقا من سد سيدي محمد بن طيبة.
لهذا الغرض قمنا بدراسة عامة لمختلف خصائص المنطقة من حيث المناخ و من حيث الخصائص المتعلقة بنوعية التربة.

Résumé :

L'objectif de ce projet est la conception du réseau d'irrigation qui va alimenter le périmètre de EL-Amra à partir du barrage de sidi M'hamed ben-Taiba .
Pour cela, Nous avons fait une étude générale sur les caractéristiques climatiques ainsi que les caractéristiques des sols de la région.

Abstract:

The objective of this project is the conception of the irrigation network that is going to nourish the perimeter of EL-Amra using water from the dam of Sidi M'Hamed Ben Taiba .
For this, we made a general survey on the climatic feature as well as the characteristic of the soil of the region.

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction générale	1
I.1 Introduction	2
I.2 Présentation de la zone d'étude	2
I.2.1 Choix du périmètre d'étude.....	3
I.3 Caractéristiques climatologiques de la zone d'étude	4
I.3.1 Caractéristiques de la station météorologique.....	5
I.3.2 Précipitations.....	5
I.3.3 Températures de l'air :.....	6
I.3.4 L'humidité	7
I.3.5 Le vent	8
I.3.6 L'évaporation.....	9
I.3.7 Insolation	10
I.4 Indices Agro-météorologiques.....	10
I.4.1 Classification du climat selon l'indice de Bagnouls et Gaussen.....	11
I.4.2 Indice d'aridité de Martonne (1926).....	12
I.4.3 Indice (Quotient) pluviométrique d'EMBERGER.....	13
I.5.Conclusion.....	14
Chapitre II : Ressources en sol- Ressources en eau	
II.1Introduction	15
II.2Ressource d'eau d'irrigation :	15
II.2.1Barrage Sidi M'Hamed Ben Taïba.....	15
II.2.1.1 Localisation du barrage.....	15
II.2.1.2 Fiche technique du barrage Sidi M'hamed Ben Taïba.....	17
II.2.2 Qualité des eaux d'irrigation.....	18
II.3Ressources en sols	20
II.3.1. But de l'étude pédologique.....	20

II.3.2 Classification du sol de la région d'étude.....	20
II.3.3 profil pédologique.....	20
II.3.4 Description du profil pédologique.....	20
II.3.5Caractéristiques physiques et Caractéristique chimiques du sol.....	21
II.4Conclusion.....	22

Chapitre III : Evaluation des besoins en eau du périmètre

III.1. Introduction.....	23
III.2. Besoins en eau des cultures.....	23
III.3. Besoins en eau d'irrigation.....	23
III.3.1. Calcul de l'évapotranspiration.....	23
III.3.2. Calcul de l'évapotranspiration potentielle de référence (ETo).....	23
III.4.Étude Hydrologique	25
III.4.1.Présentation de la série pluviométrique	26
III.4.2.Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique.....	26
III.4.3.Ajustement statistique des pluies	28
III.4.3.1 Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale	28
III.4.4 Test de validité d'un ajustement	32
III.4.4.1 Test de Khi carré pour la loi Normale.....	33
III.4.4.2 Test de Khi carré pour la loi log-normal (loi de Galton).....	35
III.4.5Détermination de l'année de calcul	36
III.4.6 Calcul de la pluie efficace.....	37
III.5Assolements des cultures.....	37
III.6Avantages de la rotation des cultures	38
III.7.Définition des besoins en eau d'irrigation nette d'une culture	38
III.7.1.Calcul de l'évapotranspiration maximale ETM	39
III.7.2.Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures	39
III.8.Estimation des besoins en eau	40
III.9. Calcul du débit spécifique	50
III.10. Evaluation du débit caractéristique.....	50
III.11Conclusion.....	51

Chapitre IV : Choix des techniques d'irrigation

IV -1- Introduction.....	52
IV -2- Les techniques d'arrosage des cultures.....	52
IV -2-1- L'irrigation gravitaire.....	52
IV -2-1-1- L'irrigation par ruissellement.....	52
IV -2-1-2- l'irrigation par submersion.....	52
IV-2-1-3- l'irrigation par infiltration.....	53
IV-2-2- l'irrigation par aspersion.....	53
IV-2-3- l'irrigation localisée.....	54
IV-3- Choix des techniques d'arrosage.....	55
IV-3-1- Les contraintes naturelles.....	55
IV-3-1-1- L'évaporation.....	55
IV-3-1-2- Le vent.....	55
IV-3-1-3- Le sol.....	55
IV-3-1-4- La pente.....	55
IV-3-2- Les contraintes techniques.....	55
IV-3-3- Les contraintes agronomiques.....	55
IV-4-Conclusion.....	55

Chapitre V : Etude du système d'adduction

V1. Introduction	58
V2. Présentation du projet du périmètre El Amra	58
V3. Organisation du périmètre : Ilots d'irrigation.....	58
V4. Implantation des bornes (Plan de bornage) :	58
V6. Tracé du réseau :	59
V10. Modalités de distribution :	60
V11. Distribution à la demande:.....	60
V12. Distribution au tour d'arrosage :	60
V15. Calcul du débit aux bornes	61
V16. Choix du diamètre de la borne :	61
V17. Schéma d'aménagement hydro-agricole Variantes d'aménagement	63
V18. Schéma d'adduction :	63

V19.	Schéma de distribution :	63
V20.	Dimensionnement de conduit gravitaire (barrage-piquage)	64
V21.	Caractéristiques de la conduite gravitaire :	64
V22.	Adduction par refoulement (SP-réservoir de distribution)	65
V23.	Caractéristique de la conduite de refoulement :	65
V24.	Calcul du diamètre économique :	65
V25.	Dimensionnement du la station de pompage	66
V26.	Caractéristiques générales de la station de pompage :	66
V28.	Choix de type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP) :	67
V29.	Bâtiment de la station de pompage :	70
V33.	Dimensionnement du bâtiment de la station pompage :	71
V37.	Dimensionnement du réservoir de distribution	73
V38.	Dimensionnement du réseau de distribution	74
V39.	Caractéristiques des conduites du réseau de distribution gravitaire :	74
V40.	Vitesses admissibles :	74
V41.	Choix du matériau des conduites :	74
V42.	Caractéristiques des canalisations :	75
V43.	Calcul des diamètres :	75
V44.	Calcul des pertes de charge :	76
V45.	Conclusion	80

Chapitre VI : Dimensionnement a la parcelle

VI.1.	Introduction :	81
VI.2.	Données générales:	81
VI.2.1	Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée	82
VI.2.1.1	Influence du taux de couverture du sol	82
VI.2.1.2	Dose nette pratique	83
VI.2.1.3	Calcul de la dose brute	84
VI.2.1.4	Fréquence des arrosages	84
VI.2.1.5	Durée d'arrosage par mois	84
VI.2.1.6	Durée d'arrosage journalier	85
VI.2.1.7	Nombre de poste	85
VI.2.1.8	Surface du poste	85
VI.2.2	Calculs hydrauliques IV.2.2.1 Conditions hydrauliques de base	85

VI.2.3 Dimensionnement des canalisations du réseau.....	87
VI.2.3 Vérification des pertes de charges	88
VI.2.3.1 Calcul du diamètre de la rampe	89
VI.2.3.2 Calcul de Diamètre de la porte rampe	89
VI.2.3.3 Calcul des diamètres des conduites tertiaire.....	89
VI.2.4 La pression d'eau à la borne de distribution.....	90
VI.3 Conclusion	91
Chapitre VII : Etude technico-économique	
VII.1. Introduction.....	92
VII.2. Différents travaux à entreprendre	92
VII.1. Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution :.....	92
VII.3. Travaux concernant la station de pompage.....	93
VII.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution :.....	94
VII.5. Calcul du volume de déblai :	95
VII.6. Calcul du volume de lit de sable :	96
VII.7. Calcul du volume de remblai :	96
VII.8. Estimation de cout total de projet	97
VII.9. Estimation de cout de pose de canalisation de l'adduction :	97
VII.10. Estimation du cout de la station de pompage :	98
VII.11. Estimation du cout du réservoir :	101
VII.12. Estimation du cout du réseau de distribution :	103
VII.13. Devis estimatif de projet.....	104
VII.14. Conclusion :	104
Conclusion générale.....	105

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: les coordonnées (fuseau 31) de périmètre EL Amra.....	2
Tableau I.2: coordonnées de la station météorologique de la région de Rouina.....	5
Tableau I.3 : Précipitations Moyennes Mensuelles (mm).	5

Tableau I.4:Températures mensuelles moyennes (°C).....	6
Tableau I.5 : Les moyennes mensuelles de l'humidité relative enregistrées au niveau de la station du Barrage Harreza.....	8
Tableau I.6: Relevés des vitesses de vents moyennes mensuelles (Km/h) dans la station du Barrage Harreza.....	9
Tableau I.7:L'évaporation moyenne mensuelle.....	10
Tableau I.8: Durées d'insolation mensuelle moyenne d'Ain Defla.....	10
Tableau I.9:Données de la pluie moyenne mensuelle et la température moyenne mensuelle..	11
Tableau I.10 : Classification de climat selon MARTON.....	12
Tableau I.11 : Quotient pluviométrique	13

Chapitre II : Ressources en sol- Ressources en eau

Tableau II.1 : Caractéristiques hydrauliques du barrage.....	17
Tableau II. 2 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique.....	18
Tableau II.3: Classification des eaux en fonction du SAR.....	19
Tableau II-4 : caractéristiques des eaux d'irrigation.....	19
Tableau II.5: Fiche analytique.....	21

Chapitre III : Evaluation des besoins en eau du périmètre

Tableau III-1 : Calcul de l'évapotranspiration de référence à l'aide de CROPWAT 8.0.25	
Tableau III.2: Caractéristiques de la station pluviométrique.....	26
Tableau 0.3: Test d'homogénéité de la série pluviométrique d'EL-Amra.....	27
Tableau III.4 :Ajustement à la loi de Gauss.....	29
Tableau III.5: Ajustement à la loi de Galton.....	31
Tableau III.6: la table de Pearson du χ^2	34
Tableau 0.7 : Test de validité des deux ajustements.....	35
Tableau 0.8 : Ajustement à la loi de Galton.....	36
Tableau 0.9 : Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche (freq= 80%).....	36
Tableau III.10: Calcul des pluies efficaces pour chaque mois en (mm).....	37
Tableau III.11:Assolements proposés.....	38
Tableau III.13 : besoin en eau de la pomme de terre de saison (PT/S).....	40
Tableau III.14 :besoin en eau de la tomate.....	41
Tableau III.15 : besoin en eau de Luzerne.....	42

Tableau III.16 : besoin en eau de l'haricot.....	43
Tableau III.17 : besoin en eau de l'oignon /ail.....	44
Tableau III.18 : besoin en eau de blé.....	45
Tableau III.19 : besoin en eau du pêcher.....	46
Tableau III.20 : besoin en eau de l'olivier.....	47
Tableau III.21 : Récapitulatif des besoins pour l'assolement 1.....	48
Tableau III.22 : Récapitulatif des besoins pour l'assolement 2.....	49

Chapitre IV : Choix des techniques d'irrigation

Tableau IV-1- Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage

Chapitre V: Etude du système d'adduction

Tableau V-1 : Choix du diamètre de la borne.....	61
Tableau V-2 : Le calcul des débits des prises et des bornes est présenté dans le tableau V-2.....	62
Tableau V-3 : Coefficients K' , m , β pour différents types de matériau.....	64
Tableau V-4 : Choix du type de bâtiment.....	69
Tableau V-5 : Choix du type de bâtiment.....	71
Tableau V-6 : Dimensions du bâtiment de la station de pompage.....	73
Tableau V-7 : Dimensions du réservoir de stockage projeté.....	74
Tableau V-8 : Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon.....	77
Tableau V-9 : Résultats de calcul (vitesse, perte de charge et pressions).....	78

Chapitre VI : Dimensionnement à la parcelle

Tableau VI.1 : Diamètre de la rampe.....	89
Tableau VI.2: Diamètre de la porte rampe.....	89
Tableau VI.3: Diamètre des conduites tertiaires.....	90
Tableau VI.4: Les pertes de charge de la borne jusqu'au le goutteur le plus défavorable.....	91

Chapitre VII : Calcul technico-économique

Tableau VII-1 : Calcul du volume de déblai.....	95
Tableau VII-2 : calcul du volume de sable.....	96
Tableau VII-3 : Calcul du volume de remblai.....	97
Tableau VII-4 : Estimation du cout de pose de canalisation de l'adduction.....	97
Tableau VII-5 : Estimation de cout de deux stations de pompage.....	100
Tableau VII-6 : Estimation du cout de pose du réservoir.....	102

Tableau VII-7 : Factures pro-forma des pièces du réseau distribution	103
--	-----

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : localisation de la zone d'étude El-Amra wilaya Ain Defla.....	3
Figure 0-2 Présentation de la zone d'étude.....	3
Figure I.3 : graphique de pluie de l'année (1992-2016).....	6
Figure. I.4 : Variation des températures mensuelles.....	7
Figure. I.5 : Variation Humidités relatives moyennes mensuelles.....	8
Figure I.6 : Variation de la vitesse du vent.....	9
Figure I.7:Climagramme de Gaussen.....	11
Figure I.8 : Diagramme bioclimatique d'Emberger.....	14

Chapitre II : Ressources en sol- Ressources en eau

Figure.II.1. Données Cartographiques satellitaire de barrage Sidi M'Hamed Ben Taïba	16
(Google earth, 2016)	
Figure.II.2. Image satellitaire de barrage Sidi M'Hamed Ben Taïba.....	17
(Google earth,2016)	

Chapitre III : Evaluation des besoins en eau du périmètre

Figure 0-1: Ajustement des pluies annuelles à la loi normal.....	30
Figure 0.2 : Ajustement des pluies annuelles à la loi de log-Normale.....	32

Chapitre V: Etude du système d'adduction

Figure 0-1 : caractéristique de la pompe d'après caprari.....	70
---	----

Chapitre VI : Dimensionnement a la parcelle

Figure VI-1 : Schéma explicatif du dispositif des goutteurs	94
---	----

Chapitre VII : Calcul technico-économique

Figure VII-1 : Schéma d'une tranchée	94
--	----

LISTE DES PLANCHES

Planche 1 : Plan de situation.

Planche 2 : Profil en long de la conduite de refoulement.

Planche 3 : Plan d'adduction et de distribution.

Planche 4 : Plan du réseau localisé.



INTRODUCTION GENERALE

Vu les aléas climatiques, et leurs impacts sur l'agriculture, le recours à l'irrigation est dans la plupart des cas nécessaire pour garantir le maintien d'une production suffisante dans de nombreuses régions. Sachons que l'irrigation doit combler les insuffisances des précipitations lors des périodes de développement des plantes cultivées. Dans ce cas, il est important de maîtriser les quantités d'eaux nécessaires de l'eau leurs caractéristiques afin de garantir des éléments de valeur concernant sa qualité.

L'objet de l'aménagement hydro-agricole d'un périmètre est l'amélioration du rendement des cultures, en choisissant le système convenable pour la région d'étude après l'analyse de toutes les conditions nécessaires dans l'élaboration du projet.

Notre sujet d'étude concerne l'aménagement du périmètre d'EL-Amra, et entre dans ce contexte, il vise à mobiliser l'eau du barrage de « Sidi M'hamed ben Taiba », 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.

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 ou 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 cout du projet a été faite.

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

I.1 INTRODUCTION

Dans ce présent chapitre nous présentons les conditions naturelles de la région d'étude à savoir la géographie, la topographie, et la climatologie pour pouvoir par la suite dimensionner les ouvrages hydrauliques qui constituent un des facteurs principaux pour l'aménagement du territoire et le développement économique et social du pays.

I.2 PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

La région d'EL- Amra, se situe géographiquement dans la partie Septentrionale de la wilaya d'Ain Defla. Le périmètre EL- Amra relève du territoire de la commune d'EL- Amra dans la daïra du même nom, wilaya d'Ain Defla. Il couvre une superficie totale de 3660 ha et se localise au Sud de l'agglomération chef-lieu (ACL) de commune d'EL- Amra. Cette dernière est distante de 10 Km du chef-lieu de la wilaya d'Ain Defla.

Le périmètre est limité géographiquement comme suit :

- ✓ Au nord : le Djebel Tsili et Djebel Mechta Anneb qui font partie du massif central du Dahra et de la forêt domaniale de Oued EL khemis.
- ✓ l'est : Oued El Arch.
- ✓ Au sud : Oued Chélif.
- ✓ A l'ouest : Oued EL Khemis.

Les coordonnées géographiques du périmètre sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.1: les coordonnées (fuseau 31) de périmètre EL Amra

Périmètre	Commune	Daïra	Wilaya	Surface (ha)	Coordonnées			
					1 Points	2 Points	3 Points	4 Points
EL-Amra	EL-Amra	EL-Amra	Ain defla	3660	1°51'53.01"E	01°49'08.10"E	01°46'16.91" E	01°48'37.44 "E
					36°18'07.93 "N	36°17'39.26"N	36°16'40.71" N	36°15'24.85 "N
					5 Points	6 Points	7 Points	8 Points
					01°51'13.13" E	01°53'22.18" E	01°48'06.51" E	01°51'16.22" E
					36°16'26.43 " N	36°17'12.02" N	36°16'15.56" N	36°17'03.88" N

Les coordonnées géographiques du périmètre sont issues du GPS projection internationale WGS84.

La situation de la zone d'étude est présentée comme suit :

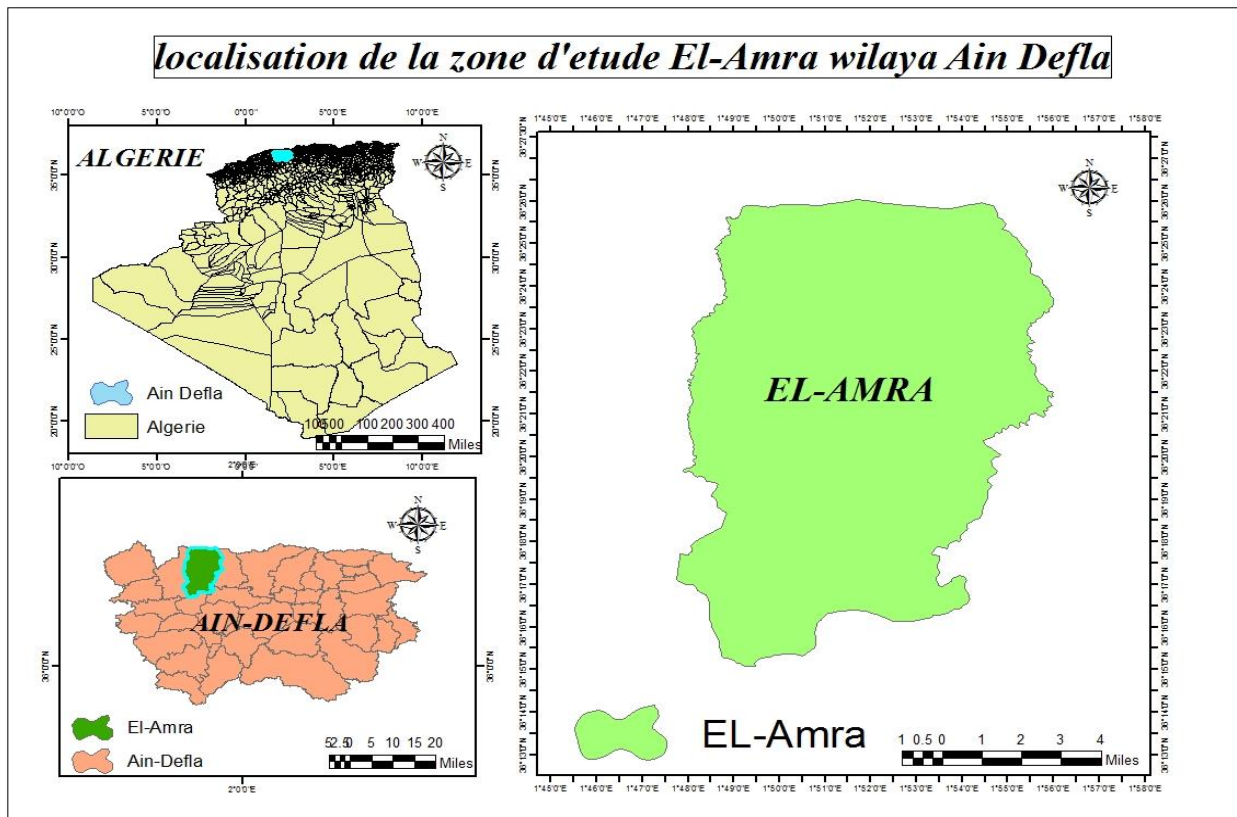


Figure I.1 : localisation de la zone d'étude El-Amra wilaya Ain Defla

I.2.1 Choix du périmètre d'étude

Le périmètre étudié dans ce mémoire correspond au périmètre Amra situé dans la commune d'Amra qui présente une surface totale de 3660 ha.

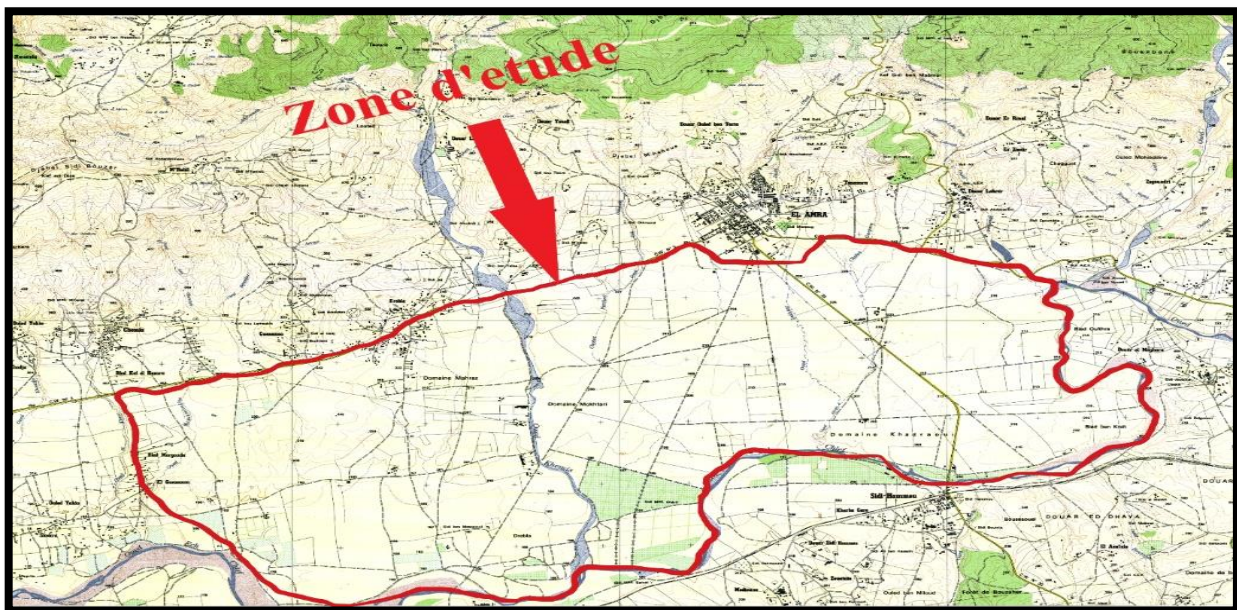


Figure 0-2 Présentation de la zone d'étude

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

I.2.2 Topographie et géologie de la zone d'étude

Le périmètre d'ELAmra est un synclinosium néogène reposant sur un substratum créacé .ces terrains créacés, essentiellement marneux, constituent une limite étanche pour les eaux souterraines.

Les terrains formant le cœur de synclinosium sont du Miocène supérieur, ils contiennent des couches gréseuses au sommet et passent vers le bas à des terrains plus argileux.

Les principaux affleurements de grès Miocène sont situés à l'Est et au Sud d'EL Amra ; des affleurements réduits de grès calcaires (miocène supérieur) apparaissent à l'ouest de la plaine. Une étroite bande de grès du pliocène borde le flanc Nord de la plaine. La limite Sud est formée de terrains du Miocène supérieur d'où émergent les massifs de Rouina et de Temoulgha, constitués de calcaires jurassiques.

Le centre de la plaine est occupé par des alluvions .sous les alluvions fines (limon argileux) se trouve un chenal d'alluvions grossière qui contiennent une nappe importante.

I.3 CARACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES DE LA ZONE D'ETUDE

L'étude du climat, est une étape primordiale dans les projets hydro-agricoles, puisqu'elle permet de quantifier les paramètres intervenant dans le choix des cultures et le dimensionnement des réseaux d'irrigation.

Le climat est un facteur primordial qui conditionne la vie végétale ainsi que la production agricole. Tous les facteurs climatiques à savoir : température, vent, précipitation, humidité relative, nébulosité et évaporation influent sur les cultures envisagées dans leurs cycles végétatifs et sur leurs besoins en eau.

Le climat d'El Amra est chaud et tempéré. A El Amra, les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été. Cet emplacement est classé comme Csa par Köppen et Geiger. El Amra affiche 18.4 °C de température en moyenne sur toute l'année. Il tombe en moyenne 528 mm de pluie par an.

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

I.3.1 Caractéristiques de la station météorologique

Tableau I.2: coordonnées de la station météorologique de la région de Rouina.

Station	Code de la station	X	Y	Période d'observation.	Durée d'observation
Pluviométrique					
ROUINA	011904	419.8	327.3	1992-2016	24 ans

I.3.2 Précipitations

Sont dénommées précipitations, toutes les eaux météoriques qui tombent sur la surface

De la terre, sous forme liquide (brouillard, pluie, averse) que sous forme solide (neige, grêle)

et les précipitations déposées ou occultes (rosée, gelée blanche, givre,...). Elles sont

provoquées par un changement de température ou de pression. Le régime pluviométrique est

irrégulier en quantité et en intensité, les vents froids d'hiver et de printemps provenant du

nord et nord ouest influent sur les périodes de pluviosité.

Tableau I.3 : Précipitations Moyennes Mensuelles (mm).

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Jui.	Juil.	Aoû.	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Année
Pluie moyenne (mm)	51.444	51.1	38.668	31.916	24.976	5.34	0.7	2.838	18.86	24.548	50.496	43.576	344.4584

Source (ANRH BLIDA)

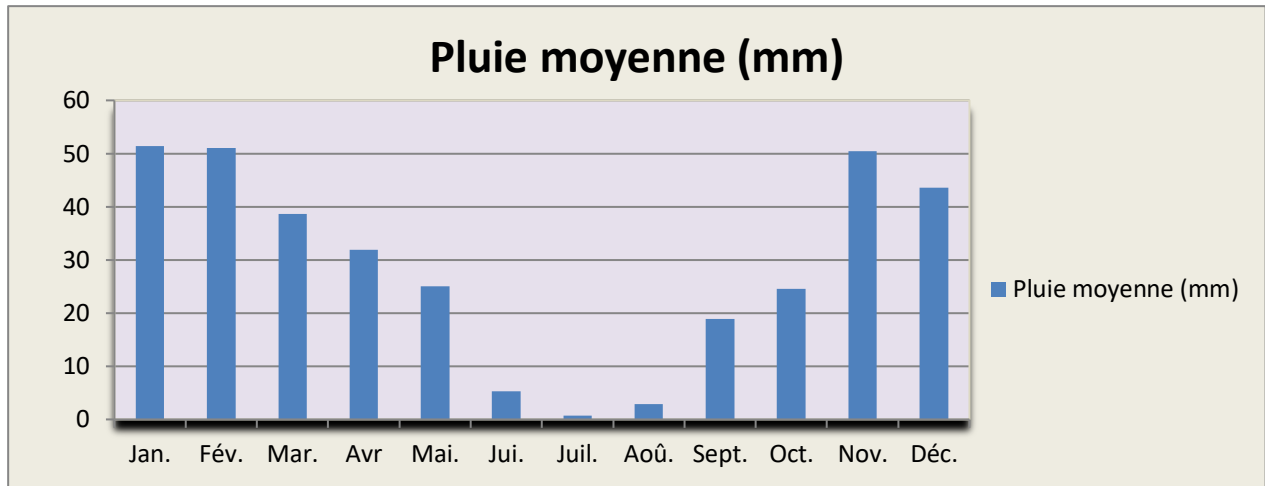


Figure I.3 : graphique de pluie de l'année (1992-2016).

- ✓ Saison pluvieuse de Novembre a Avril.
- ✓ Saison sèche de juin à Aout.
- ✓ Saison moyenne de Septembre, Octobre, Mai.

I.3.3 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.4 indique les valeurs moyennes mensuelles des températures, les moyennes maximales et minimales.

Les moyennes mensuelles des températures enregistrées au niveau de station Barrage

Harreza sont représentées dans le tableau I.4.

Tableau I.4:Températures mensuelles moyennes (°C)

Paramètre	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Jui.	Juil.	Août.	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Année
Température max (°C)	12.5	13.5	15.8	18.4	23	29.5	34.3	33.8	29.5	26.8	17.7	13.9	22.395
Température min (°C)	6.6	6.3	10.9	12.5	16.5	21.4	21.2	24.4	18.2	17.7	10.8	8.6	14.595
Température moy (°C)	9.5	10.5	13.1	15.5	20.1	25.7	29.1	29.6	24.7	20.6	14.0	10.5	18.575

Source (ANRH BLIDA)

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Avec : T°_{\min} : Moyenne de tous les minima observés pour chaque mois.

T°_{\max} : Moyenne de tous les maxima observés pour chaque mois.

T°_{moy} : Moyenne mensuelle.

-La température maximale correspond au mois d'Aout avec 33.8 C°,c'est le mois le plus chaud.

- La température minimale correspond au mois d'Février avec 6.3 C°,c'est le mois le plus froid.

On représente les températures graphiquement comme suit:

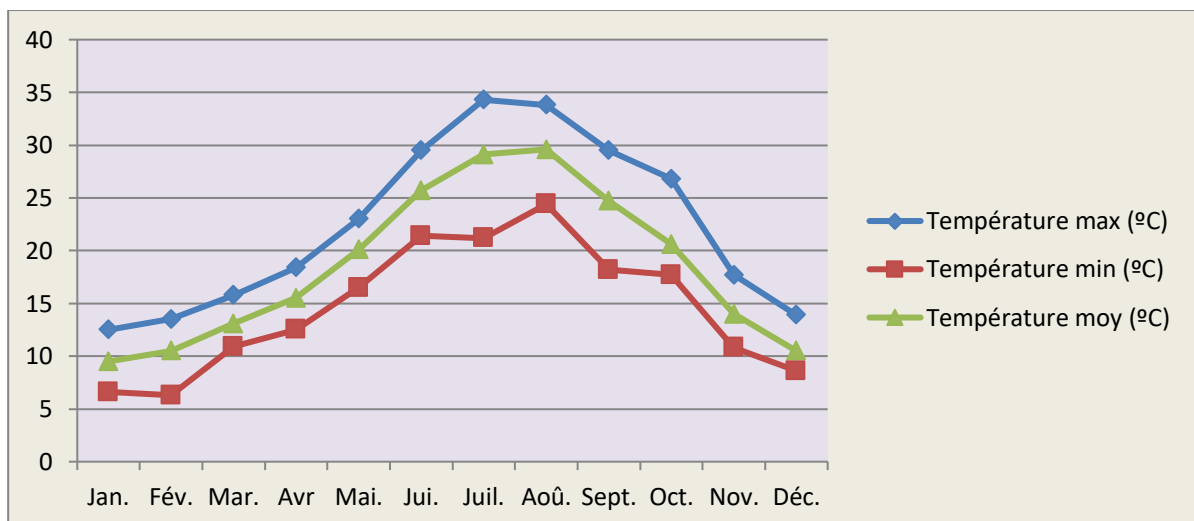


Figure. I.4 : Variation des températures mensuelles.

I.3.4 L'humidité

C'est une donnée climatique qui mesure le degré hygrométrique de l'air, cette donnée intervient dans l'estimation de l'évaporation et dans les considérations agronomiques.

L'hygromètre ou psychromètre, indique l'humidité de l'air, tandis que l'hydrographe enregistre les variations du taux d'humidité.

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I.5 : Les moyennes mensuelles de l'humidité relative enregistrées au niveau de la station du Barrage Harreza

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Jui.	Juil.	Aoû.	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Humidité relative (%)	58.93	54.62	50.91	49.73	47.7	47.1	46.27	48.62	55.26	57.32	55.5	58.85

Source (ONM d'Alger)

Le mois le plus humide est Janvier caractérisé par une forte humidité de 58.93 % et le mois le plus sec est juillet caractérisé par une faible humidité de l'ordre de 46.62%.

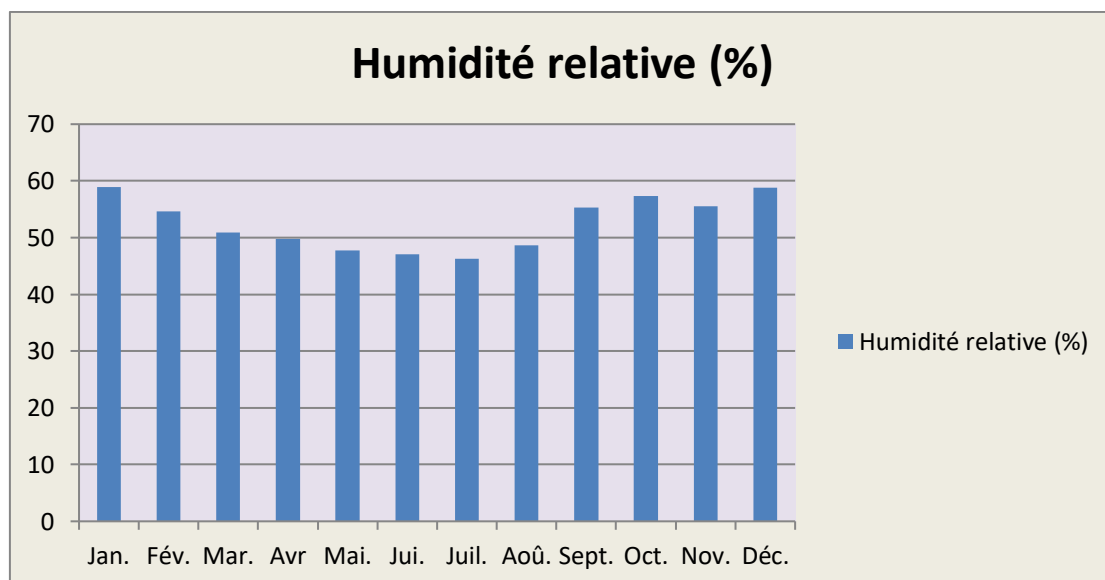


Figure. I.5 : Variation Humidités relatives moyennes mensuelles

I.3.5 Le vent

Le vent représente le mouvement de l'air et est caractérisée par sa direction donnée par la girouette mesurée à l'aide d'un anémomètre il représente un élément le plus caractéristique du climat, il à une influence sur l'évapotranspiration des végétaux, ainsi Il peut aussi provoquer la verse des céréales la détérioration des plantes, la chute des fruits lourds.

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I.6: Relevés des vitesses de vents moyennes mensuelles (m/s) dans la station du Barrage Harreza.

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Jui.	Juil.	Août.	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Année
Vitesse du vent (m/s)	3.03	3.9	3.29	3.22	3.74	2.43	2.48	2.76	2.6	2.59	3.09	3.54	3.06

Source (ONM d'Alger)

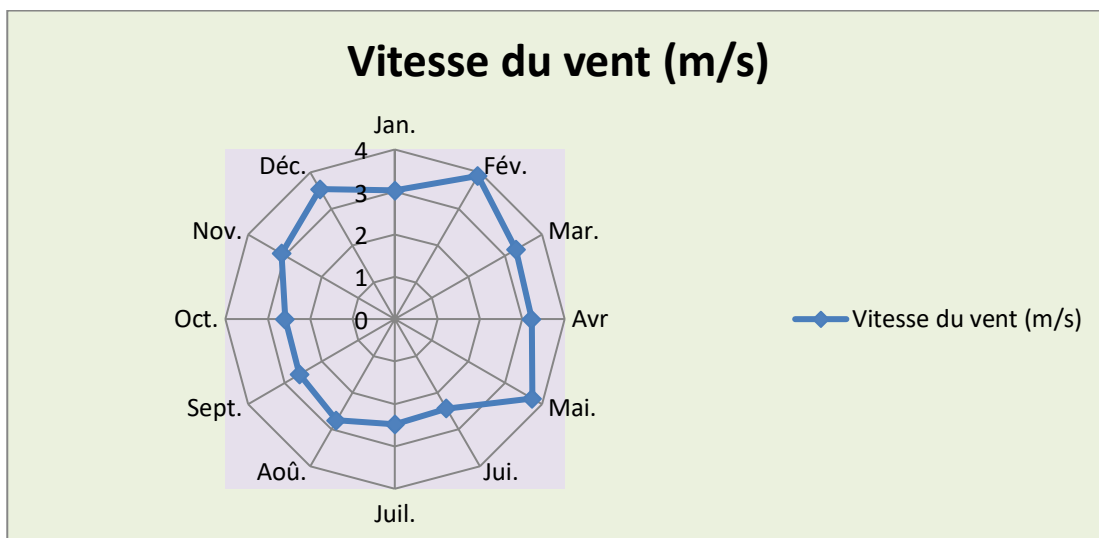


Figure I.6 : Variation de la vitesse du vent

✓ La vitesse maximale est de 3.74 (m/s), elle est observée au mois de Mai.

La vitesse minimale est de 2.43 (m/s), elle est observée au mois de Juin

.I.3.6 L'évaporation

La notion d'évaporation est importante dans les études du bilan hydrique ou d'évaluation des ressources en eau. Elle affecte les débits à partir d'un bassin versant, le dimensionnement des réservoirs de barrages, le dimensionnement d'un réseau d'irrigation.

Tableau I.7:L'évaporation moyenne mensuelle

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juit	Aou	Sept	Oct	Nov	Déc	Som
E (mm)	28	34	58	79	115	155	112	195	142	82	42	33	1075

Source (Barrage Ghrib 1978-2002)

L'évapotranspiration mesurée présente un maximum de 195 mm en Aout et un minimum de 28 mm enregistré en janvier. Le total annuel de l'évapotranspiration moyenne est de 1075 mm.

I.3.7 Insolation

L'insolation est un paramètre climatique dépend de la latitude, de l'époque de l'année, de l'exposition solaire et de la nébulosité, ce qui explique les variations des valeurs d'un site à l'autre. que l'on utilise pour le calcul de l'évapotranspiration potentielle ET0. La durée moyenne mensuelle de l'insolation est celle calculée d'après les données de l'ONM Alger.

Les valeurs moyennes mensuelles et journalières sont représentées dans le tableau I.8

Tableau I.8: Durées d'insolation mensuelle moyenne d'Ain Defla

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Avr	Mai.	Jui.	Juil.	Aoû.	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Durée h/j	4.84	6.23	6.8	7.58	9.32	9.92	10.97	10.15	8.24	6.86	5.77	4.93

SOURCE (ONM D'ALGER)

les valeurs les plus élevées correspondent aux mois d'été, avec comme valeur maximale 10,97 h par jour pour le mois de juillet et une valeur minimale pendant le mois de Janvier de 4,93 h par jour

I.4 Indices Agro-météorologiques:

Afin de comprendre bien et caractériser les phénomènes du climat d'une zone d'étude il faut une aide complémentaire tel que celle d'indices ou de diagrammes; permettant de comparer les climats d'une région à l'autre. Ils prennent en compte l'offre pluviométrique, la demande

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

évaporatoire et les températures. Ceux qui sont les plus couramment utilisés sont les suivants :

I.4.1 Classification du climat selon l'indice de Bagnouls et Gaussen

Le diagramme Ombrothermique de F.Bagnouls et H.Gaussen permet de faire ressortir la période sèche au cours de l'année. Dans ce diagramme, on considère un mois sec quand le total des précipitations exprimées en (mm) est égal ou inférieur au double de la température exprimée en °C ($P \leq 2T$), c'est-à-dire quand la courbe des précipitations passe en dessous de celle des températures.

La période s'étalant entre les abscisses des points de l'intersection des deux courbes correspond à la durée de la saison sèche.

Tableau I.9:Données de la pluie moyenne mensuelle et la température moyenne mensuelle

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P (mm)	51.444	51.1	38.668	31.916	24.976	5.34	0.7	2.838	18.86	24.548	50.496	43.576
T°moy	9.5	10.5	13.1	15.5	20.1	25.7	29.1	29.6	24.7	20.6	14.0	10.5

Source (ONM d'Alger)

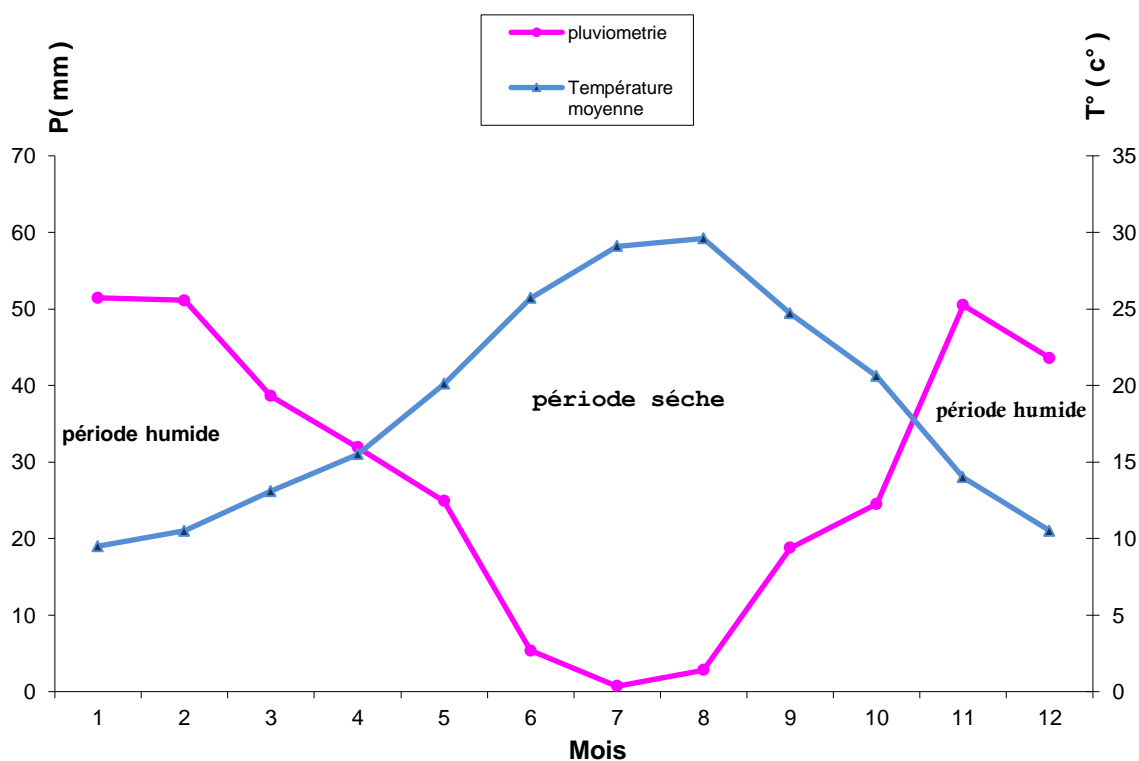


Figure I.7:Climagramme de Gaussen

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

I.4.2 Indice d'aridité de Martonne (1926)

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

$$I = P/(T + 10) \dots\dots\dots (I.1)$$

Avec :

I : indice d'aridité.

P : pluviométrie annuelle en mm

T : température moyenne annuelle de l'air en °C.

Les limites des climats d'après l'indice climatique de MARTONNE sont données dans le tableau à dessous.

Tableau I.10: Classification de climat selon MARTON

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

Pour la station de Rouina:

$$I = P/(T + 10)$$

P=344.4584mm/an

T=18.575°C

On aura I=12.05

Selon l'indice d'aridité calculé, on constate d'après la classification ci-dessus, que la région est soumise à un régime du climat est sec et l'irrigation est souvent indispensable.

I.4.3 Indice (Quotient) pluviométrique d'EMBERGER

Le quotient pluviométrique d'Emberger permet de déterminer l'étage bioclimatique et la valeur du coefficient pluviométrique en utilisant la formule et le diagramme bioclimatique d'Emberger. 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 maximas du mois le plus chaud (en °K)

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

Pour: P= 344.4584mm ; représente

$$M = 34.3^{\circ}\text{C} ;$$

$$m = 6.3^{\circ}\text{C} ;$$

Le calcul du quotient pluviométrique donne les valeurs suivantes :

Tableau I.11 : Quotient pluviométrique

Précipitations (mm)	m (k°)	M (k°)	Q (m /°K)	Etage bioclimatique
344.4584	279.45	307.45	41.92	Semi-aride

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

D'après le diagramme bioclimatique d'EMBERGER, (Figure I.7), la valeur de

$Q = 41.92 \text{ mm /}^\circ\text{K}$ pour une température du mois le plus froid, $T = 6.3 \text{ }^\circ\text{C}$, nous donne un étage bioclimatique «Semi-aride».

D'après le diagramme bioclimatique d'Emberger (voir Figure [I-7]), on peut dire que le climat de notre région est un climat semi arid

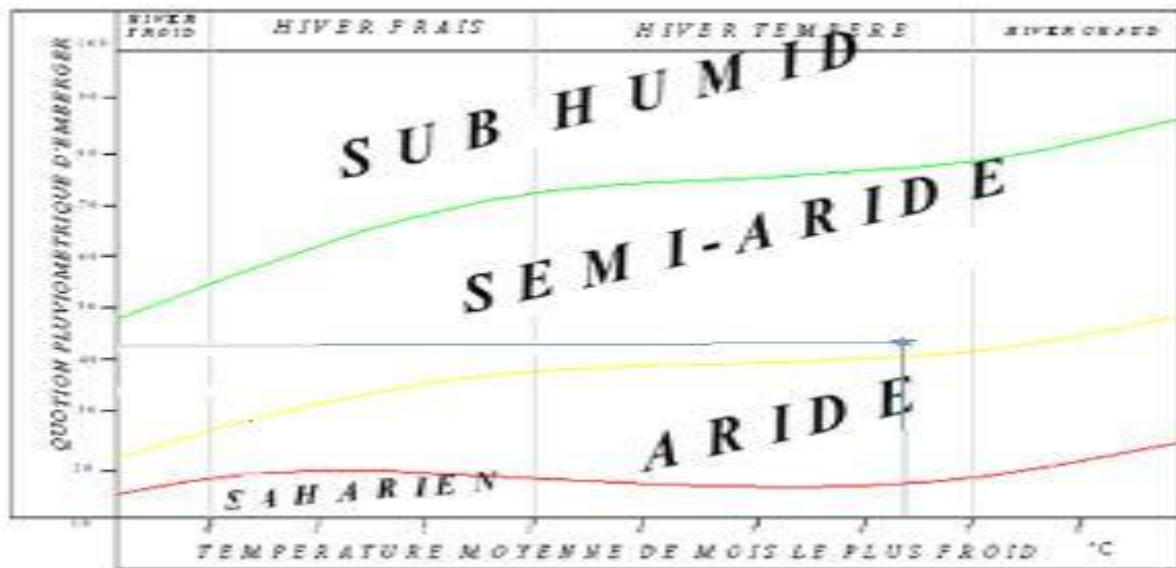


Figure I.8 : Diagramme bioclimatique d'Emberger

I.5.CONCLUSION

A travers ce chapitre, nous avons étudié les principales caractéristiques climatiques de notre région d'étude.

D'après l'analyse des données, nous avons constaté que la région d'étude jouit d'un climat sec avec un régime pluviométrique variable en volume et en répartition dans le temps. L'année est caractérisée par des hivers pluvieux, des printemps généralement humides et des étés secs.

La répartition saisonnière des précipitations favorise le développement des plantes hivernales. Quant aux cultures printanières, elles dépendent dans une large mesure de l'irrigation.

L'introduction de systèmes d'irrigation efficaces permettra l'intensification des rendements de ces cultures.

II.1 INTRODUCTION

Avant d'entamer un projet d'irrigation, l'étude agro-pédologique est indispensable pour la localisation des zones aptes à la mise en valeur en irrigation, ainsi que la quantification de l'eau nécessaire pour ce projet. Pour cela à travers ce chapitre on va présenter et analyser les ressources en sols et les ressources en eau disponibles pour notre projet.

II.2 RESSOURCE D'EAU D'IRRIGATION :

L'origine de l'eau est déterminante pour connaître les qualités ou plutôt les défauts de l'eau destinée à l'irrigation localisée. Rares sont les eaux parfaites. L'irrigation dans notre cas se fait à partir d'un bassin de stockage pour les eaux de surface (eaux de barrage).

II.2.1 Barrage Sidi M'Hamed Ben Taïba

II.2.1.1 Localisation du barrage

L'aménagement du BSMBT est implanté sur Oued Ebda, affluent de la rive droite de Cheliff, à l'exutoire d'un bassin versant de 273 km² avec un apport annuel régularisable de 56 hm³.

L'aménagement est situé à 8 km au Nord-est du chef-lieu de la wilaya d'Ain Defla; dans la Daïra d'El-Amra commune d'Arib, il est accessible par la RN4.

Le site se trouve sur l'oued Ebda immédiatement au Sud de la confluence de deux oueds situés au Nord : oued Ferhat et oued El-Had qui partent dans le bassin versant et s'étendent jusqu'à la montagne de Djebel Boumaàd et Djebel Zaccar Gharbi.



**Figure.II.1. Données Cartographiques satellitaire de barrage Sidi M’Hamed Ben Taïba
(Google earth, 2016)**

Le barrage SMBT est emplanté dans une région à vocation agricole, dont l’habitation se situe en dehors de la cuvette de barrage, la construction du barrage permet de mobiliser un volume de 75 Million m³, il permet de répondre à la double destination, à savoir :

Assurer un complément d’eau potable de l’agglomération de Ain Defla et des villes d’Arib, Khemis Miliana et Mkhatria. Satisfaire les besoins agricoles des périmètres d’E1 Amra et d’Abadia d’une superficie nette de 8500 ha.



Figure.II.2. Image satellitaire de barrage Sidi M'Hamed Ben Taïba

(Google earth,2016)

II.2.1.2 Fiche technique du barrage Sidi M'hamed Ben Taïba

Les caractéristiques du barrage de Sidi M'hamed Ben Taïba et celles de son bassin versant sont présentées comme suit dans le tableau :

Tableau II.1 : Caractéristiques hydrauliques du barrage

La capacité du barrage	75 Hm ³
Volume régularisé	56 Hm ³ /an
Longitude de la digue	X = 2°,01'E
Latitude de la digue	Y= 36°,18'N
Altitude de la digue	Z = 268 m NGA.
Surface du plan d'eau normale	550,00 Ha.
Précipitation moyen annuel	938 mm
Réserve d'envasement	10,80 Mm ³ .

II.2.2 Qualité des eaux d'irrigation

La classification des eaux suivant la qualité chimique a été établie selon le diagramme de classification des eaux d'irrigation, en fonction de deux paramètres, celui de la conductivité électrique CE, et le rapport d'adsorption du Sodium SAR.

• **La conductivité électrique** est une propriété associée à la mobilité des ions, elle est mesurée à 25° C et exprimée en mMho/cm. On distingue quatre classes de danger de salinité de l'eau en fonction de la conductivité électrique :

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

Classe	Conductivité électrique (mMho/cm)	Qualité de l'eau
C1	$CE \leq 0,25$	Eau de risque faible
C2	$0,25 < CE \leq 0,75$	Eau de risque moyen
C3	$0,75 < CE \leq 2,25$	Eau de risque élevé
C4	$CE > 2,25$	Eau de risque très élevé

Source: ONID

C1 : convient pour toutes les cultures ;

C2 : convient pour les plantes moyennement tolérantes ;

C3 : ne convient qu'à des sols bien drainés et des plantes tolérantes ;

C4 : eau difficilement utilisable sur sol bien drainé ;

• **SAR :**

Le taux de sodium adsorbé est un paramètre permettant d'estimer le degré

de saturation du complexe d'échange cationique (CEC) en ions Sodium. En anglais, le

"Sodium Adsorption Ratio" ou SAR, d'une eau constitue un critère d'appréciation de son

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

pouvoir alcalinisant. Sa formule chimique est la suivante :

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

Avec : Na⁺, Ca⁺⁺ et Mg⁺⁺ meq/l

Tableau II.3: Classification des eaux en fonction du SAR

Classe	SAR	Risque
S1	SAR ≤ 10	Risque faible
S2	10 < SAR ≤ 18	Risque moyen
S3	18 < SAR ≤ 26	Risque élevé
S4	SAR > 26	Risque très élevé

Source : ONID

C2-S1 : qualité moyenne a bonne a utiliser avec précaution dans les sols lourds mal drainés et pour les plantes sensibles (arbres fruitiers)

Tableau II-4 : caractéristiques des eaux d'irrigation

PH	CE (mm hos/cm)	Na+ (mg/l)	Mg ⁺⁺ (mg/l)	Ca ⁺⁺ (mg/l)	K+ (mg/l)	S.A.R
8.34	0.32	70	39	97	2	2.13

Source : ONID

L'eau d'irrigation de notre parcelle appartenant au couple (C2 –S1). Alors d'après le diagramme de classification des eaux d'irrigation (voir annexe3), donc on peut la considérer comme de bonne qualité.

II.3 RESSOURCES EN SOLS

II.3.1. But de l'étude pédologique :

L'étude pédologique a pour but de :

- Evaluer la capacité des sols du secteur étudié pour assurer un bon développement végétatif des cultures envisagées et à valoriser économiquement l'investissement. Les aptitudes culturales sont appréciées en confrontant les exigences des productions possibles ;
- Estimer le degré de contribution des sols du périmètre à l'alimentation hydrique des plantes à irriguer ;
- Choisir les techniques d'arrosage les plus adaptées aux conditions du sol et de culture (aspersion; goutte à goutte; submersion).

II.3.2 Classification du sol de la région d'étude

D'après la carte pédologique de Ain DEFLA centre, le sol de la parcelle à étudier est de :

- A. Classe des sols calcimagnésiques
- B. Classe des sols à sesquioxydes de fer
- C. Classe des sols peu évolués
- D. Classe des sols isohumiques
- E. Classe des vertisols

II.3.3 profil pédologique

Le profil pédologique est la topographie à un instant donné à l'évolution d'un sol, à partir des observations analytiques et en tenant compte de l'environnement.

Notre choix est porté, donc sur la prise d'un échantillon correspondant à un profil pédologique permettant une meilleure appréhension des caractères physico-chimiques du sol de la zone d'étude.

II.3.4 Description du profil pédologique

Le point d'implantation du profil au niveau de la parcelle est désigné aléatoirement, date de prélèvement.

La profondeur du profil dépend des caractéristiques des sols observés sur site, quand à

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

la profondeur des horizons est fonction du changement de la couleur.

La classification et la caractérisation du sol sont la résultante de l'étude des différentes caractéristiques physico-hydriques et physico-chimiques du profil à savoir : structure, texture (granulométrie), complexe absorbant, solution du sol, composition organique et minérale.

Pas d'horizon organique en surface

Horizon A: 0 – 28 cm

Horizon B: 28 – 70 cm

-Couleur

Horizon A : 7.5 y R 5/2 (Brun rouge)

Horizon B : 2.5 y R 5/2 (Brun Jaunâtre)

II.3.5 Caractéristiques physiques et Caractéristique chimiques du sol

Tableau II.5: Fiche analytique

Profondeur (cm)	0 à 28	28 à 70
Caractéristiques		
Argile %	30	45
Limon fin %	19	15
Limon grossier %	24	17
Sable fin %	21	11
Sable grossier %	5	10
Mode de structure classe	Fragmentaire grossière	Fragmentaire grossière
Densité réelle	2.64	2.59
Densité apparente	1.46	1.54
Porosité %	56	61
La vitesse d'infiltration (m/s)	5,08. 10 ⁻⁶	6,19. 10 ⁻⁶

Chapitre II : Ressources en sol-Ressources en eau

PH	7,8	7,6
Conductivité électrique (mm hos/cm)	0,063	0,058
Ca ²⁺ + Mg ²⁺ meq/100g	5,25	6,25
Na ²⁺ meq/100g	0,63	0,63
K ⁺ meq/100g	0,13	0,13

Source : ONID

D'après le tableau, on peut dire que notre sol a une texture limono-argileuse, une structure fragmentaire, pauvre en matières organiques, les agrégats sont facilement détruits par l'irrigation, la restitution de la matière organique en quantité importante est nécessaire afin de renforcer le complexe absorbant et par conséquent contribuer à l'amélioration de la structure, on note aussi que d'après la vitesse d'infiltration notre sol est considéré comme sol perméable.

II.4CONCLUSION

Selon l'étude faite sur la région, on a déterminé le type du sol, la qualité des eaux d'irrigation et les cultures répondant à l'aptitude culturale du sol.

Il est à noter que notre parcelle, et vouée totalement aux cultures maraichères, fourragères, et industrielles.

III.1. Introduction

Le but de ce présent chapitre est de quantifier les besoins en eau des cultures sur la base des informations définies auparavant, conditionnant la conception de notre projet tels que : les conditions climatiques, systèmes agronomiques, potentialités des sols, l'eau disponible et la fertilité des sols.

III.2. Besoins en eau des cultures

Les besoins en eau des cultures sont définis comme étant la hauteur d'eau (mm) consommé par l'évapotranspiration de la culture. Ils varient selon les espèces et leurs stades de développement. Donc l'irrigation d'une culture doit tenir compte de la nature de la plante, du climat et du sol.

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.

Le calcul des volumes d'eau à apporter par irrigation est réalisé en effectuant période par période le bilan :

$$B_i = ETM_i - (P_{eff} + K \cdot R_{Si-1}) \dots \dots \dots (III.1)$$

ETM : évapotranspiration maximale en (mm/mois)

Peff : pluie efficace en mm

R_{Si-1} : Réserve du sol du mois i-1 assimilée à la réserve facilement utilisable disponible au début de la période, **K** est un coefficient généralement égal à 1/2 ou 1/3, ou 0.

✓ **L'irrigation est faite lorsque B_i (bilan hydrique) > 0**

III.3.1. Calcul de l'évapotranspiration

Pour déterminer l'évapotranspiration de la culture (ET_c) on utilise l'évapotranspiration de référence (ET_o) d'une culture de référence conduite dans des conditions de référence.

III.3.2. Calcul de l'évapotranspiration potentielle de référence (ET_o)

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

Pour désigner l'évapotranspiration de référence on utilise des méthodes basées sur des variables climatiques, parmi les plus employées:

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

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

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

Formule Modifiée de Penman-Monteith

La formule de Penman-Monteith modifiée est la plus employée, elle est définie comme suit:

$$ETO = \frac{0,408 \Delta (Rn - G) + \gamma \frac{Cste}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma (1 + 0,34 u_2)}$$

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],

es : Pression de vapeur saturante [kPa],

ea : Pression de vapeur réelle [kPa],

es-ea : 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].

Pour l'exécution des calculs, nous avons appliqué le logiciel CROPWAT, où nous avons introduit les données mensuelles de la station météorologique de Harreza :

- Température : Les températures minimales et maximales mensuelles (C).
- Humidité de l'air : l'humidité relative de l'air exprimée en pourcentage (%).

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

- Insolation journalière : donnée en heures d'insolation.
- Vitesse de vent : La vitesse du vent peut être introduite en km/jour.

Les résultats de l'évapotranspiration de référence ET₀ calculés à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0. Les résultats trouvés pour la station de Harreza sont récapitulés dans le tableau ci-après.

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

Mois	Temp Min °C	Temp Max °C	Humidité %	Vent km/jour	Insolation heures	Ray. MJ/m ² /jour	ET ₀ mm/jour
Janvier	6.6	12.5	59	74	4.8	8.7	1.16
Février	6.3	13.5	55	100	6.2	12.1	1.72
Mars	10.9	15.8	51	88	6.8	15.7	2.45
Avril	12.5	18.4	50	84	7.6	19.3	3.22
Mai	16.5	23.0	48	102	9.3	23.3	4.35
Juin	21.4	29.5	47	65	9.9	24.7	4.94
Juillet	21.2	34.3	46	66	11.0	25.9	5.49
Août	24.4	33.8	49	67	10.2	23.4	5.19
Septembre	18.2	29.5	55	66	8.2	18.3	3.73
Octobre	17.7	26.8	57	67	6.9	13.6	2.71
Novembre	10.8	17.7	56	79	5.8	10.0	1.69
Décembre	8.6	13.9	59	88	4.9	8.1	1.24
Moyenne	14.6	22.4	53	79	7.6	16.9	3.16

III.4.Étude Hydrologique

L'analyse développée dans cette partie a pour objet d'évaluer la pluviométrie du périmètre irrigué, elle permet de déterminer les pluies de fréquences données, il s'agit de définir les précipitations de courte et de longue durée, qui conditionnent l'étude de notre projet, tels que :

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

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

III.4.1.Présentation de la série pluviométrique

La série des précipitations moyennes mensuelles d'une période de 24 ans (tableau III.2) est donnée par la station pluviométrique de Rouina , dont sa position est indiquée dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.2: Caractéristiques de la station pluviométrique

Station Pluviométrique	Code de la station	X	Y	Période d'observation.	Durée d'observation
ROUINA	011904	419.8	327.3	1992-2016	24 ans

Pour l'étude hydrologique, nous avons utilisé la série pluviométrique de la station de ROUINA qui est proche du site et comporte une période d'observations de pluies annuelles plus longue pour la zone d'étude. «1»

III.4.2.Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique

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

- On divise la série complète en deux sous séries : X et Y tel que : N1et N2 représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement $N_1 > N_2$.
- On constitue par la suite, la série X union Y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous séries appartient elle.

Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95% (Touaibia, 2004)«3», si la relation ci-dessous est vérifiée.

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

Avec :

$$W_x = \sum \text{Rang}_x$$

W_x : Somme des rangs de sous-séries.

$$W_{\min} = \left(\frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} \right) - U_{1-\frac{\alpha}{2}} \left(\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{1/2} \quad (0.5)$$

$$W_{\max} = \left[(N_1 + N_2 + 1).N_1 - W_{\min} \right] \quad (0.6)$$

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

$U_{1-\frac{\alpha}{2}}$ = représente la valeur de la variable centré réduite de Gauss correspondant à une

probabilité $1-(\alpha/2)$

On a : $\alpha = 0.05$, $1- (\alpha/2) = 0.975$

D'après la table de la table de la loi normale réduite (Touaibia, 2004)

On trouve $U_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1.96$

Les résultats du test de Wilcoxon sont détaillés comme suit :

Tableau 0.3: Test d'homogénéité de la série pluviométrique d'EL-Amra.

Rang	Série d'origine	Série Y (mm)	Série X (mm)	TRI (mm)	X union Y
1	264.9	264.9	282.4	205.7	Y
2	229.9	229.9	334.7	229.9	Y
3	358.9	358.9	300.6	264.9	Y
4	461.3	461.3	436.1	272.4	Y
5	283.3	283.3	457.1	282.4	X
6	345.9	345.9	385.6	283.3	Y
7	272.4	272.4	462.8	287.5	Y
8	205.7	205.7	399.6	300.6	X
9	401.5	401.5	404.4	300.6	Y
10	287.5	287.5	352.75	308.7	Y
11	308.7	308.7	401.1	328.1	X
12	300.6	300.6	328.1	334.7	X
13	282.4		348.7	345.9	Y
14	334.7			348.7	X
15	300.6			352.75	X
16	436.1			358.9	Y
17	457.1			385.6	X
18	385.6			399.6	X
19	462.8			401.1	X
20	399.6			401.5	Y

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

21	404.4			404.4	X
22	352.75			436.1	X
23	401.1			457.1	X
24	328.1			461.3	Y
25	348.7			462.8	X

En se basant sur le test de Wilcoxon, on obtient :

$$W_x = 167, W_{\min} = 119.5, W_{\max} = 192.5$$

$$\text{Donc : } 119.5 < W_x < 192.5$$

La condition de **M^r Wilcoxon** est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelles de la station de **Rouina** est homogène.

III.4.3. Ajustement statistique des pluies

La pluviométrie est souvent ajustable à des lois statistiques nombreuses, ceci est dû à la faible variabilité interannuelle pour certaines stations. Pour notre projet on utilise celle qui garantit le meilleur ajustement possible. Les lois d'ajustement les plus communément employées dans le cas de pluies annuelles sont les suivantes :

- **Loi de Gauss ou loi normale.**
- **Loi de Galton ou loi log–normale.**

III.4.3.1 Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale

La distribution suit la loi normale si seulement si sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement}) \quad (0.7)$$

u Est la variable réduite de Gauss .Elle est donnée par $u = \frac{x-\bar{x}}{\sigma}$

Le procédé d'ajustement consiste à :

- Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant.

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- Calculer la fréquence expérimentale
- Variable réduite de gauss u
- Calcul des caractéristiques empiriques de loi \bar{x} , σ ; Cv ; Cs
- Tracer la droite de Henry sur papier de probabilité gaussien.

Avec :

L'équation de la droite de Henry est : $x_{p\%} = \bar{x} + \sigma \cdot u_{p\%}$

- \bar{x} : Moyenne arithmétique ;
- $x_{p\%}$: Précipitation de probabilité P% ;
- σ : Écart type ;
- Cv : Coefficient de variation ;
- Cs : Coefficient d'asymétrie ;

Pour les calculs on a utilisé le logiciel HYFRAN. Les résultats obtenus figurent au tableau III-4 et au Figure III-1

Tableau III.4 :Ajustement à la loi de Gauss

T = 1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)				
P. Retour	Fréquence	Quantile Xt	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10	0.9000	437	19.6	398	475
5	0.8000	405	16.8	372	438
2	0.5000	345	14.4	316	373
1.25	0.2000	284	16.8	251	317

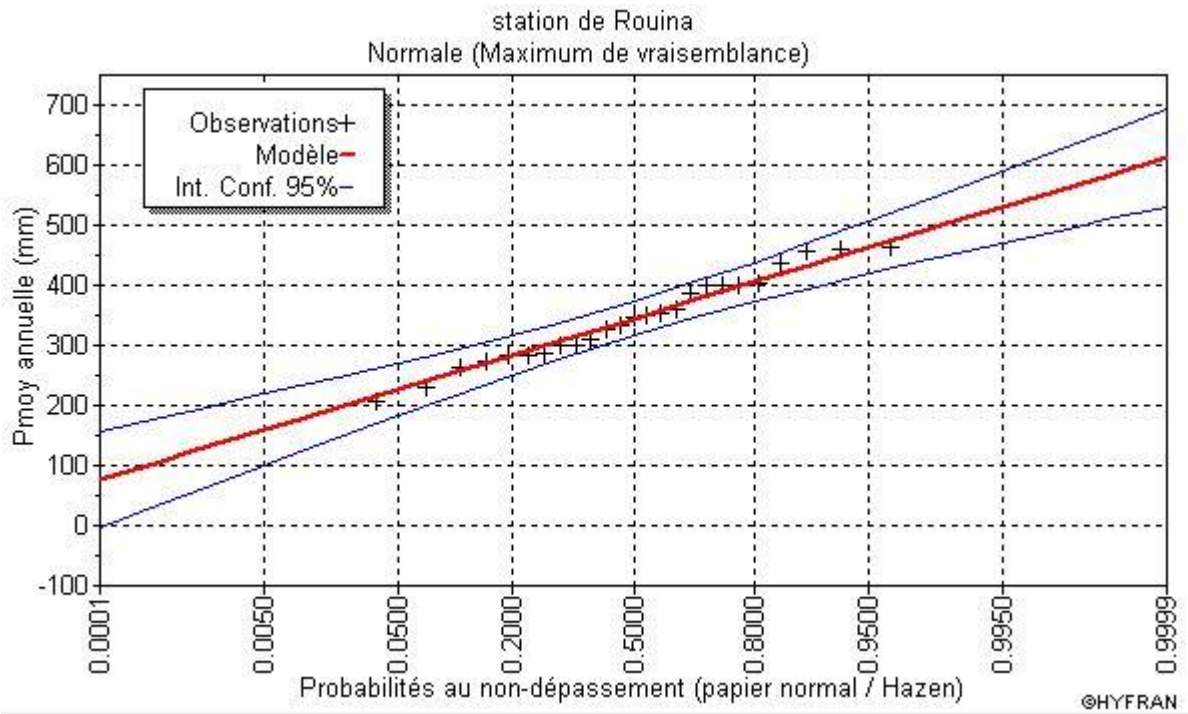


Figure 0-1: Ajustement des pluies annuelles à la loi normal.

III.4.3.2 Ajustement à la loi log-normale (Galton)

On dit qu'une Variable aléatoire X a une distribution log normal lorsque : $Y = \ln X$ est normal. La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variable. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement})$$

Avec la valeur réduite u est donnée par : $u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}$.

L'équation de la variable réduite présente sous forme de : $\ln x = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$ est l'équation d'une droite sur un papier Gausso-logarithmique en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

Procédé de l'ajustement :

- Classement des valeurs par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale : \bar{x} et σ ;

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

- Calcul des caractéristiques empiriques de la série transformée en logarithmique $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$;
- Report des valeurs sur papier Gausso-logarithmique ;
- Détermination de la droite de Galton $\ln xp\% = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$.

Avec $xp\%$: précipitation probable à P%.

$\overline{\ln x}$: Moyenne arithmétique du log des précipitations observées.

$\sigma_{\ln x}$: La variance calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique sa formule s'écrit comme suit :

$$\delta \text{ Lnx} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{i=n} [\text{Ln}(X_i) - \overline{\text{Ln}(X)}]^2} \quad \text{Si } n < 30. \quad (0.8)$$

$$\delta \text{ Lnx} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=n} [\text{Ln}(X_i) - \overline{\text{Ln}(X)}]^2} \quad \text{Si } n \geq 30. \quad (0.9)$$

- Pour les calculs on a utilisé le logiciel HYFRAN Les résultats obtenus figurent au tableau III-5 et au Figure III-2

Tableau III.5: Ajustement à la loi de Galton

T = 1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)				
P. Retour	Fréquence	Quantile Xt	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10.0	0.9000	445	26.2	393	496
5.0	0.8000	404	20.5	364	445
2.0	0.5000	337	14.6	309	366
1.25	0.2000	281	14.2	253	309

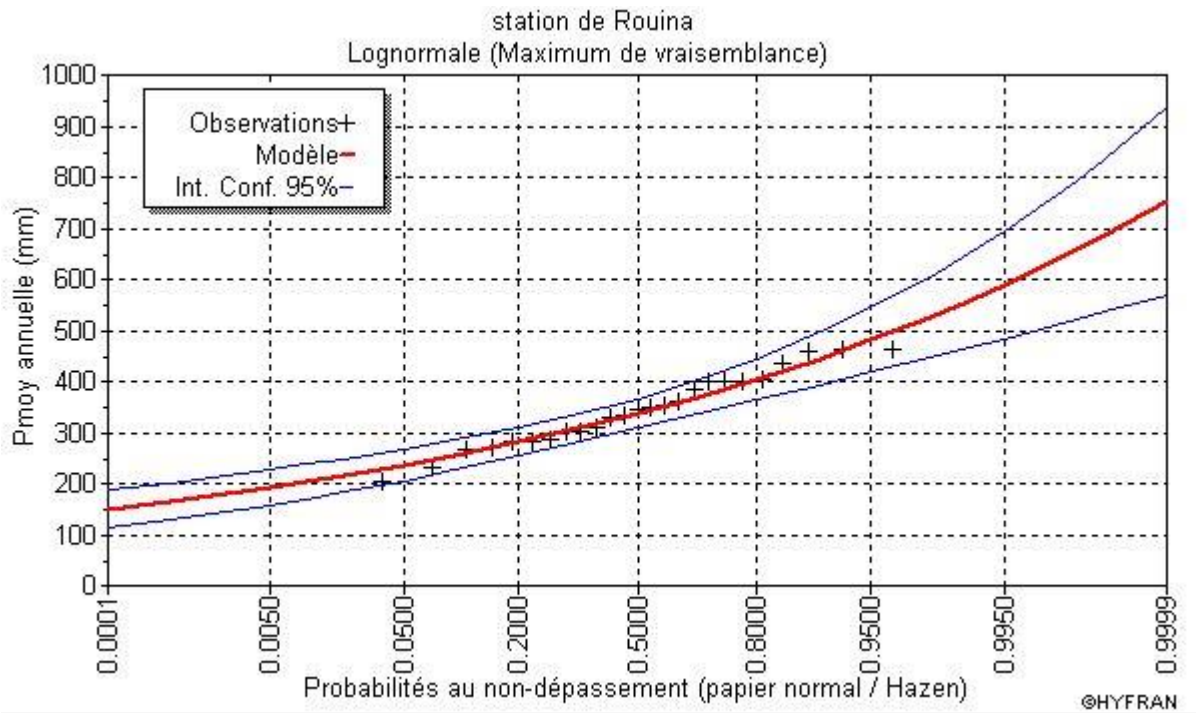


Figure 0.2 : Ajustement des pluies annuelles à la loi de log-Normale

III.4.4 Test de validité d'un ajustement

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

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

On divise cet échantillon en un certain nombre de 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 :

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

$f(X)$: étant la densité de probabilité correspondant à la loi théorique. La variable aléatoire

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

χ^2 , dont la répartition a été étudiée par Pearson, est définie par l'expression suivante :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^K \frac{(n_i - n'_i)^2}{n'_i}$$

$$\gamma : \gamma = k - 1 - m$$

Avec :

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

On calcule χ^2 , on calcule le nombre de degré de liberté $\gamma : \gamma = k - 1 - m$.

On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson

Avec : χ^2 théorique = g(γ, α).

0.4.4.1 Test de Khi carré pour la loi Normale

- On calcule χ^2 .
- On calcule le nombre de degré de liberté γ
- On détermine χ^2

théorique sur la table de Pearson (voir tableau suivant)

Avec :

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

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

Pour les calculs nous avons utilisé le logiciel HYFRAN.

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

Tableau III.6: la table de Pearson du χ^2

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

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

D'après le logiciel HYFRAN on a obtenu les résultats suivant:

$$\chi^2_{\text{calculé}} = 4.96 \quad \gamma = 4$$

D'après la table de Pearson du χ^2 on a :

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 9.488$$

$$\chi^2_{\text{calculé}} = 4.96 < \chi^2_{\text{théorique}} = 9.488$$

Donc l'ajustement est à considérer

0.4.4.2 Test de Khi carré pour la loi log-normal (loi de Galton)

D'après le logiciel HYFRAN on a obtenu les résultats suivant:

$$\chi^2_{\text{calculé}} = 1.6 \quad \gamma = 4$$

D'après la table de Pearson du χ^2 on a :

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 9.488$$

$$\chi^2_{\text{calculé}} = 1.6 < \chi^2_{\text{théorique}} = 9.488$$

Tableau 0.7 : Test de validité des deux ajustements.

Loi normale	Loi log normale
$\chi^2_{\text{calculé}} = 4.96$	$\chi^2_{\text{calculé}} = 1.6$
Degré de liberté $\gamma = 4$.	Degré de liberté $\gamma = 4$

Après examen des ajustements obtenus, il ressort que la loi log-normale ajuste mieux la série des pluies annuelles à la station de **Rouina**.

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

III.4.5 Détermination de l'année de calcul

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

On utilise le **Tableau 0.8** : Ajustement à la loi de Galton.

T = 1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)				
	P. Retour	Fréquence	Quantile Xt	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10.0	0.9000	445	26.2	393	496
5.0	0.8000	404	20.5	364	445
2.0	0.5000	337	14.6	309	366
1.25	0.2000	281	14.2	253	309

La probabilité pour laquelle on assure l'irrigation est donnée souvent pour la fréquence 80 %.

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

Théorique de 50%=337mm, et Théorique de 80%=281mm;

$$P_{\text{moy 80\%}} = 0.833 \times P_{\text{moy-mensuelle}}$$

Tableau 0.9 : Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche (freq= 80%)

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
P_{moy} (mm/mois)	18.86	24.548	50.496	43.576	51.444	51.1	38.668	31.916	24.976	5.34	0.7	2.838
P_{moy 80%} (mm)	15.71	20.45	42.06	36.3	42.85	42.5	32.21	26.59	20.8	4.45	0.58	2.36

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

III.4.6 Calcul de la pluie efficace

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.

Les valeurs moyennes mensuelles de P_{eff} sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III.10: Calcul des pluies efficaces pour chaque mois en (mm)

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
P (mm)	15.71	20.45	42.06	36.3	42.85	42.5	32.21	26.59	20.8	4.45	0.58	2.36
P_{eff} (mm)	12.57	16.36	33.65	29	34.28	34	25.77	21.27	16.64	3.56	0.46	1.88

III.5 Assolements des cultures

Au sens agronomie, l'assolement est la répartition des cultures au cours d'une campagne culturale donnée sur les différentes parcelles d'une exploitation agricole. Donc L'assolement est la diversité géographique des cultures à un moment donné.

Dans chaque sol, les cultures peuvent varier d'une année à l'autre. Nous nous définirons la rotation par la succession des cultures sur une même sole pendant un nombre d'année correspondant au type d'assolement adopté.

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. On peut ainsi avoir des rotations biennales, triennales, quadriennale... .

III.6 Avantages de la rotation des cultures

La rotation culturale a un effet important sur la vie du sol et la nutrition des plantes. Par exemple la composition des différents résidus de cultures participe à la qualité de la matière organique du sol et aussi permet d'avoir un profil du sol mieux exploré dû aux systèmes racinaires différents.

Dans notre cas, nous avons retenu le scénario, qui permet de mieux diversifier les cultures et les rotations des cultures.

Tableau III.11: Assolements proposés.

Assolement 1	Assolement 2
pomme de terre de saison	Haricot (saison)
Tomate	Oignon /ail.
Luzerne	Blé
hors assolement : Arboriculture pêcher et Olivier	hors assolement : Arboriculture pêcher et Olivier

III.7. Définition des besoins en eau d'irrigation nette d'une culture

C'est la quantité d'eau nécessaire à fournir à une culture pour satisfaire les besoins en eau durant tout son cycle végétatif. Cette quantité ne comprend ni les apports naturels, ni les

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

diverses pertes subies pendant les stockages, les transports et la distribution, ni les besoins de lessivage.

III.7.1.Calcul de l'évapotranspiration maximale ETM

Les besoins en eau d'une culture (ETM), représentent l'évapotranspiration maximale de la culture considérée durant un stade végétatif donné.

Pour estimer l'évapotranspiration maximale (ETM) à partir de l'évapotranspiration de référence (ET₀), on utilise les coefficients culturaux (K_c), dépendant du type de la culture et de son stade de développement et des conditions climatiques qui y règnent.

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

$$ETM = K_c \cdot ET_0 \quad (0.10)$$

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

III.7.2.Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures

$$B = ETM - (P_{eff} + K \cdot RFU_{i-1}) \quad (0.11)$$

Avec :

K : coefficient qui dépend des conditions climatologiques égal à 1/2 ou 1/3.

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

ETM : évapotranspiration (mm/mois).

P_{eff} : pluie efficace

RFU_{i-1} : c'est la réserve facilement utilisable par les cultures, dans cette approche elle exprime l'humidité du sol du mois précédent accessible aux cultures.

Le calcul de la RFU se fait comme suit :

$$RFU = Y (H_{cc} - H_{pf}) \cdot Da \cdot Z \quad (0.12)$$

Y : degré de tarissement.

Da : densité apparente (1.35).

Z : profondeur d'enracinement mm.

H_{cc} : humidité à la capacité au champ, dans notre cas. On prend (27%)

H_{pf} : humidité au point de flétrissement, dans notre cas. On prend (16%)

P_{eff} : pluie efficace.

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

L'irrigation est faite lorsque **B** (bilan hydrique) < 0

III.8.Estimation des besoins en eau

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

Assolement 1 :

Tableau III.13 : besoin en eau de la pomme de terre de saison (PT/S).

(PT/S)									
Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B(mm)
Septembre	18.86	12.57	111.9						
Octobre	24.548	16.36	81.3						
Novembre	50.496	33.65	50.7						
Décembre	43.576	29	37.2						
Janvier	51.444	34.28	34.8						
Février	51.1	34	51.6	0.3	29.7	29.7	0.45	23.22	24.145
Mars	38.668	25.77	73.5	0.6	59.4	59.4	0.8	58.8	14.49
Avril	31.916	21.27	96.6	0.6	59.4	19.8	1.05	101.43	-59.37
Mai	24.976	16.64	130.5	0.6	59.4	0	0.7	91.35	-74.71
Juin	5.34	3.56	148.2						
Juillet	0.7	0.46	164.7						
Août	2.838	1.88	155.7						

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

Tableau III.14 :besoin en eau de la tomate.

Tomate									
Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B(mm)
Septembre	18.86	12.57	111.9	0.9	89.1	0	0.9	100.71	-88.14
Octobre	24.548	16.36	81.3	1.2	118.8	39.6	1.15	93.5	-31.6
Novembre	50.496	33.65	50.7	1.2	118.8	39.6	0.8	40.56	24.77
Décembre	43.576	29	37.2						
Janvier	51.444	34.28	34.8						
Février	51.1	34	51.6						
Mars	38.668	25.77	73.5						
Avril	31.916	21.27	96.6						
Mai	24.976	16.64	130.5						
Juin	5.34	3.56	148.2						
Juillet	0.7	0.46	164.7						
Août	2.838	1.88	155.7	0.7	97.53	0	0.45	70	-68.12

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

Tableau III.15 : besoin en eau de Luzerne

(PT/AS)									
Mois	Pmoy (mm)	Peff	ETP	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B(mm)
		(mm)	(mm/mois)						
Septembre	18.86	12.57	111.9						
Octobre	24.548	16.36	81.3	0.4	39.6	13.2	0.65	52.85	-27.91
Novembre	50.496	33.65	50.7	0.7	69.3	23.1	0.7	35.49	14.33
Décembre	43.576	29	37.2	0.9	89.1	89.1	0.8	29.76	70.52
Janvier	51.444	34.28	34.8	1	99	99	0.9	31.32	92.06
Février	51.1	34	51.6	1.2	118.8	118.8	0.95	49	97.86
Mars	38.668	25.77	73.5	1.2	118.8	118.8	1.05	77.18	73.33
Avril	31.916	21.27	96.6	1.2	118.8	39.6	1.05	101.43	-38.58
Mai	24.976	16.64	130.5	1.2	118.8	0	1.15	150	-133.4
Juin	5.34	3.56	148.2	1.2	118.8	0	1.25	185.25	-181.7
Juillet	0.7	0.46	164.7						
Août	2.838	1.88	155.7						

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

Assolement 2 :

Tableau III.16 : besoin en eau de l'haricot.

Blé/									
Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B(mm)
Septembre	18.86	12.57	111.9	0.7	69.3	0	0.9	100.71	-88.14
Octobre	24.548	16.36	81.3	0.7	69.3	23.1	0.85	69.1	-33.1
Novembre	50.496	33.65	50.7						
Décembre	43.576	29	37.2						
Janvier	51.444	34.28	34.8						
Février	51.1	34	51.6						
Mars	38.668	25.77	73.5						
Avril	31.916	21.27	96.6						
Mai	24.976	16.64	130.5						
Juin	5.34	3.56	148.2	0.5	49.5	0	0.5	74.1	-70.54
Juillet	0.7	0.46	164.7	0.5	49.5	0	0.65	107	-106.5
Août	2.838	1.88	155.7	0.7	69.3	0	1	155.7	0

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

Tableau III.17 :besoin en eau de l'oignon /ail..

oignon									
Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B(mm)
Septembre	18.86	12.57	111.9						
Octobre	24.548	16.36	81.3	0.4	19.8	6.6	0.5	40.65	-20.99
Novembre	50.496	33.65	50.7	0.4	19.8	6.6	0.75	38	0.6
Décembre	43.576	29	37.2	0.4	19.8	19.8	0.95	35.34	12.47
Janvier	51.444	34.28	34.8	0.4	19.8	19.8	0.95	33	20.1
Février	51.1	34	51.6	0.4	19.8	19.8	0.75	38.7	10.15
Mars	38.668	25.77	73.5						
Avril	31.916	21.27	96.6						
Mai	24.976	16.64	130.5						
Juin	5.34	3.56	148.2						
Juillet	0.7	0.46	164.7						
Août	2.838	1.88	155.7						

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

Tableau III.18 : besoin en eau de blé.

Blé/									
Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B(mm)
Septembre	18.86	12.57	111.9						
Octobre	24.548	16.36	81.3						
Novembre	50.496	33.65	50.7	0.3	29.7	9.9	0.3	15.21	21.41
Décembre	43.576	29	37.2	0.5	49.5	49.5	0.7	26.04	37.61
Janvier	51.444	34.28	34.8	0.5	49.5	49.5	0.7	24.36	44.57
Février	51.1	34	51.6	0.6	59.4	59.4	0.75	38.7	39.85
Mars	38.668	25.77	73.5	0.6	59.4	59.4	0.8	58.8	14.49
Avril	31.916	21.27	96.6	0.6	59.4	19.8	0.95	91.77	-51.69
Mai	24.976	16.64	130.5	0.6	59.4	0	1.1	143.55	-126.91
Juin	5.34	3.56	148.2	0.6	59.4	0	0.8	118.56	-115
Juillet	0.7	0.46	164.7						
Août	2.838	1.88	155.7						

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

hors assolement : Arboriculture

Tableau III.19 :besoin en eau du pêcheur.

pêcher									
Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B(mm)
Septembre	18.86	12.57	111.9	1.5	148.5	0	0.5	55.95	-43.38
Octobre	24.548	16.36	81.3	1.5	148.5	74.25	0.4	32.52	13.54
Novembre	50.496	33.65	50.7	1.5	148.5	74.25	0.3	15.21	40.715
Décembre	43.576	29	37.2	1.5	148.5	148.5	0.3	11.16	62.39
Janvier	51.444	34.28	34.8	1.5	148.5	148.5	0.3	10.44	68.39
Février	51.1	34	51.6	1.5	148.5	148.5	0.5	25.8	82.45
Mars	38.668	25.77	73.5	1.5	148.5	148.5	0.6	44.1	70.77
Avril	31.916	21.27	96.6	1.5	148.5	74.25	0.75	72.45	4.5
Mai	24.976	16.64	130.5	1.5	148.5	0	0.9	117.45	-100.81
Juin	5.34	3.56	148.2	1.5	148.5	0	1.1	163.02	-159.46
Juillet	0.7	0.46	164.7	1.5	148.5	0	1.1	181.17	-180.71
Août	2.838	1.88	155.7	1.5	148.5	0	0.5	77.85	-75.97

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

Tableau III.20 :besoin en eau de l'olivier.

Olivier									
Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B(mm)
Septembre	18.86	12.57	111.9	1.5	148.5	0	0,95	106.3	-93.73
Octobre	24.548	16.36	81.3	1.5	148.5	74.25	0,95	77.24	9.65
Novembre	50.496	33.65	50.7	1.5	148.5	74.25	0,95	48.17	56.0175
Décembre	43.576	29	37.2	1.5	148.5	148.5	0,9	33.48	129.17
Janvier	51.444	34.28	34.8	1.5	148.5	148.5	0,83	28.88	128.655
Février	51.1	34	51.6	1.5	148.5	148.5	0,78	40.25	109.58
Mars	38.668	25.77	73.5	1.5	148.5	148.5	0,5	36.75	63.27
Avril	31.916	21.27	96.6	1.5	148.5	74.25	0,5	48.3	10.095
Mai	24.976	16.64	130.5	1.5	148.5	0	0,5	65.25	-48.61
Juin	5.34	3.56	148.2	1.5	148.5	0	0,59	87.45	-83.89
Juillet	0.7	0.46	164.7	1.5	148.5	0	0,74	121.88	-121.42
Août	2.838	1.88	155.7	1.5	148.5	0	0,89	138.57	-136.69

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

Tableau III.21 : Récapitulatif des besoins pour l'assolement 1

Mois	Pomme de terre de saison	Tomate	Luzerne	Pécher	Olivier	Bes/max	Total
Septembre	-	88.14	-	43.38	93.73	93.73	225.25
Octobre	-	31.6	27.91	0	0	31.6	59.51
Novembre	-	0	0	0	0	-	-
Décembre	-		0	0	0	-	-
Janvier	-	-	0	0	0	-	-
Février	0	-	0	0	0	-	-
Mars	0	-	0	0	0	-	-
Avril	59.37	-	38.58	0	0	59.37	97.95
Mai	74.71	-	133.4	100.81	48.61	133.4	357.53
Juin	-	-	181.7	159.46	83.89	181.7	425.05
Juillet	-	-	-	180.71	121.42	180.71	302.13
Août	-	68.12	-	75.97	136.69	136.69	280.78
						La somme totale	1748.2

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

Tableau III.22 : Récapitulatif des besoins pour l'assolement 2

Mois	Haricot	Oignon/ail	Blé	Pécher	Olivier	Bes/max	Total
Septembre	88.14		-	43.38	93.73	93,73	225.25
Octobre	33.1	20.99	-	0	0	33.1	54.09
Novembre		0	0	0	0	-	-
Décembre		0	0	0	0	-	-
Janvier		0	0	0	0	-	-
Février		0	0	0	0	-	-
Mars			0	0	0	-	-
Avril			51.69	0	0	51.69	51.69
Mai			126.91	100.81	48.61	126.91	276.33
Juin	70.54		115	159.46	83.89	159.46	428.89
Juillet	106.5		-	180.71	121.42	180.71	408.63
Août	0		-	75.97	136.69	136.69	212.66
La somme							
Totale							1657.54

III.9. Calcul du débit spécifique

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.

$$q_s = \frac{B_{net} * 10 * 1000}{N_j * N_i * 3600 * E_i} \text{ l/s/ha} \quad (0.13)$$

B_{net} : besoin net du mois de pointe en mm/mois.

N_i : nombre des heures d'irrigation=24h

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

E_i : Efficience d'irrigation=75%

On calcule les besoins en eau pour l'assolement le plus exigeant (Assolement 1)

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

B_{net} = 425.05 mm/mois.

→ **q_s=2.18 l/s/ha > 1.5 l/s/ha**

Le débit spécifique obtenu est supérieur à 1.5. On prend donc le débit spécifique de la culture la plus exigeante pour le mois de pointe.

B_{net} = 181.7 mm/mois.

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

→ **q_s = 0.93 l/s /ha**

III.10. Evaluation 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 :

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

Chapitre III :Evaluation des besoins en eau du périmètre

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

S : la superficie nette à irriguer = 3110 ha

➔ **Qcar = qs. S = 1*3110= 2892.3 l/s**

III.11 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exposé les besoins en eau de notre périmètre. Le choix des cultures s'est fait sur une base tenant compte de plusieurs facteurs : pédologiques et climatologiques.

Enfin, nous avons déterminé les besoins en eau d'irrigation pour les cultures de notre périmètre. On remarque que le mois de pointe est le mois de Juin ,ce qui a permis de calculer le débit spécifique (**qs =0.93 l/s/ha**) en tenant compte du débit spécifique de la culture la plus exigeante

IV -1- Introduction

L'humidité du sol à l'état naturel est souvent insuffisante, et pour garantir un rendement optimum des cultures, on a recours à l'irrigation. Il existe plusieurs techniques ou modes d'irrigation. Dans ce chapitre on va étudier ces différentes techniques puis on va choisir la technique qui corresponde avec les caractéristiques de notre station.

IV -2- Les techniques d'arrosage des cultures

IV -2-1- L'irrigation gravitaire

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

IV -2-1-1- L'IRRIGATION PAR RUISSELLEMENT

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

A) LES AVANTAGES DE L'IRRIGATION PAR RUISSELLEMENT

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

b) les inconvénients

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

IV -2-1-2- l'irrigation par submersion

Elle se pratique en recouvrant le sol avec une couche d'eau épaisse qui séjournera le temps nécessaire par la qu'elle s'infiltre à la profondeur utile. Cette profondeur est

Chapitre IV : choix technique d'arrosage

fonction des besoins nécessaire pour la croissance des plantes. Cette méthode reste valable dans le cas des terrains perméable et de pente

Inférieur à 2 %.

a) Les avantages de la submersion

- Destruction des adventices
- Protège contre le gel

b) Les inconvénients de la submersion

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

IV-2-1-3- l'irrigation par infiltration

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

a) les avantages

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

b) Les inconvénients

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

IV-2-2- l'irrigation par aspersion

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

a) Les avantages

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

Chapitre IV : choix technique d'arrosage

b) les inconvénients

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

IV-2-3- L'irrigation localisée

L'eau provient aux cultures au moyen de tuyaux muni de goutteurs et s'écoule par ceux ci sous forme de gouttes avec un faible débit .

a) les Avantages

- Meilleur développement des cultures du a l'humidification permanent de la couche active de sol
- Economie d'eau et main d'œuvres (système fixe)
- Réduction des mauvaises herbes
- Réduction de l'évaporation
- Economie d'engrais
- Facile à automatisé

b) Les inconvénients

- Coût très élevé du matériel
- Risque d'obstruction des goutteurs
- Nécessité d'une main d'œuvres spécialisés
- Apte seulement pour les cultures par rangée

IV-3- Choix des techniques d'arrosage

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

Chapitre IV : choix technique d'arrosage

IV-3-1- Les contraintes naturelles

IV-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.

IV-3-1-2- Le vent

C'est le facteur déterminant dans le choix de technique d'irrigation, notre zone d'étude est caractérisée par des vitesses faibles d'une part et moyennes d'autre part (2.9 m/s au moyen).

IV-3-1-3- Le sol

Les sols de la station présentent une texture limono-argileuse, la perméabilité est moyenne, d'où l'irrigation de surface doit être prudente afin d'éviter l'asphyxie des plantes, dans ce cas l'irrigation par aspersion et l'irrigation localisée des avantages du fait qu'on peut donner des faibles doses.

IV-3-1-4- La pente

La zone d'étude a une pente qui varie entre 2 et 4 % en général, donc cette dernière ne présente aucune contrainte particulière.

IV-3-2- Les contraintes techniques

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

IV-3-3- Les contraintes agronomiques

Les types des cultures envisagées dans notre périmètre sont constitués de cultures fourragères, céréales, 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 arboricultures.

Chapitre IV : choix technique d'arrosage

Tableau IV-1- Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage

Contraintes	Irrigation de surface		Irrigation par Aspersion	Irrigation localisé
	Par Rigole	Par Planche		
<ul style="list-style-type: none"> • Contraintes naturelle <ul style="list-style-type: none"> ▪ Evaporation ++ ++ ▪ Vent (2.9 m/s) +++ +++ ▪ Texture (limoneuse) ++ ++ ▪ Perméabilité (moy) ++ +++ ▪ Pente (2.5%) +++ +++ ▪ Qualité d'eau d'irrigation (bonne) +++ +++ • Contraintes agronomique <ul style="list-style-type: none"> ▪ Maraîchage +++ ++ ▪ Fourrages . + ▪ Agrumes . . • Contraintes technique <ul style="list-style-type: none"> ▪ Personnels qualifié +++ +++ • Contraintes économique <ul style="list-style-type: none"> ▪ économie d'eau . . 				

Remarque

□: Déconseillé ; +: Adapté avec réserve;
 ++: Adapté ; +++: Très Adapté.

IV-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.

V1. Introduction

–Notre attention dans ce chapitre s'est accentué à la mise au point d'une méthodologie d'optimisation du réseau de distribution de l'irrigation, car le développement de ces réseaux de desserte, par les conduites sous pression, est lié principalement à la rationalisation de la ressource en eau et particulièrement la généralisation des méthodes d'irrigation modernes.

–Aussi nous allons aborder dans ce chapitre, le dimensionnement des différents ouvrages de l'adduction, de stockage et de distribution.

V2. Présentation du projet du périmètre El Amra

Dans le cadre du développement et de l'amélioration de la gestion des grands périmètres d'irrigation de l'Ouest Algérien, on s'est intéressé au dimensionnement du réseau du périmètre El Amra situé dans la wilaya d'Ain Defla . Ce périmètre englobe deux(2) secteurs d'aménagement hydro agricole couvrant une superficie totale d'environ 3110ha, qui est répartie par secteur comme suit:

- Secteur 1 1095Ha
- Secteur 2 : 2015 Ha

–Dans ce mémoire, notre étude est basée sur l'aménagement hydro agricole de la zone l'est du secteur 2 s'étend sur une superficie de 314.64 ha. La totalité de la superficie de la zone d'étude est incluse dans le territoire de la commune d'El Amra, wilaya d'Ain Defla.

V3. Organisation du périmètre : Ilots d'irrigation

–Le terme « îlot d'irrigation » décrit l'unité hydro-agricole alimentée par une seule prise d'irrigation qui représente le point limite du système de distribution ou l'administration du réseau d'irrigation intervenant dans la gestion de l'eau.

–La taille des îlots d'irrigation varie selon les possibilités pratiques de découpage des ilots en fonction de la situation foncière existante.

V4. Implantation des bornes (Plan de bornage) :

–Le plan de bornage est le plan d'implantation des différentes bornes du réseau. Il est le résultat d'un compromis entre l'intérêt des utilisateurs (qui souhaiteraient disposer d'une borne chacun, idéalement située par rapport à leur ilot d'exploitation) et celui de l'organisme

d'aménagement, qui cherche à en limiter le nombre (de manière à diminuer le coût du réseau collectif).

V5. Rôle et fonction de la borne d'irrigation :

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

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

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

- Pour les zones de petites et moyennes exploitations :
 - ✓ Une prise par îlot d'exploitation ;
 - ✓ Quatre (04) prises maximum sur une même borne ;
 - ✓ Bornes implantées en limites d'îlots ;
 - ✓ Dénivelé 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'îlot ;
 - ✓ 4 prises sur les mêmes bornes.

V6. Tracé du réseau :

–Une fois qu'on a établi le plan de bornage, il est exigé de relier le plus économiquement possible les différentes bornes à l'origine du réseau (réservoir de mise en charge, station de pompage, etc.)

–La méthode classiquement mise en œuvre comprend trois phases successives :

V7. 1^{er} phase tracé par proximité :

– Nous recherchons tout d'abord le tracé de longueur minimum ayant pour sommets les seules bornes du réseau. On peut utiliser à cette fin une adaptation pratique d'un algorithme classique de la théorie des graphes, l'algorithme de Kruskal pour améliorer le tracé.

V8. 2^{ème} phase : Tracé à 120° :

– En créant de nouveaux sommets distincts des bornes, on peut améliorer le tracé précédent en diminuant sa longueur. Les sommets ont au maximum trois arêtes incidentes et les angles des arêtes incidentes sont égaux à 120°.

V9. 3^{ème} phases : tracé économique :

– Le tracé à 120° correspond au tracé de longueur minimum après création éventuelle de sommets intermédiaires distincts des bornes. Il est possible de raccourcir la longueur des conduites de diamètre important, quitte à augmenter celles de petit diamètre.

V10. Modalités de distribution :

V11. Distribution à la demande :

– Cette technique laissant le choix à l'agriculteur d'utiliser sa propre borne ou prise d'irrigation en temps opportun. C'est le mode le plus couramment retenu, néanmoins, très complexe, car les appels de débits sont totalement aléatoires.

V12. Distribution au tour d'arrosage :

V13. L'irrigation avec un tour d'arrosage :

– C'est un mode de desserte spécifique et très rigide, à module fixe et uniforme sur tout le réseau, chaque irrigant pourra irriguer au cours d'un tour d'eau, pendant une durée proportionnelle à la surface irriguée.

V14. L'irrigation avec un tour d'arrosage à module variable sur tout le réseau :

– Dans ce cas, les conduites de desserte sont calculées de manière à obtenir un fonctionnement continu au cours du tour d'eau et en fonction de la surface irriguée.

– L'inconvénient de ce mode, est le respect de tour d'arrosage, qui nous mène à concevoir un organisme de contrôle. On distingue :

A. Tour d'arrosage à la borne :

Chapitre V : Etude du système d'adduction

–Chacune des bornes du réseau reçoit un débit correspondant au débit fictif continu des superficies irriguées qu'elles desservent, chaque borne est équipée d'un limiteur de débit commun aux différentes prises.

V15. Calcul du débit aux bornes

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

$$-Q_b = q_s \cdot S \dots\dots\dots VI-1$$

– Q_b = Débit de chaque ilot (l/s)

– q_s = Débit spécifique (l/s/ha)

– S = Superficie de l'ilot (ha)

V16. Choix du diamètre de la borne :

–Les diamètres des bornes en fonction des débits sont détaillés comme suit:

Tableau 0-1 : Choix du diamètre de la borne.

Débit fourni	Diamètre de la borne
$Q < 8$ l/s	D= 65mm
$8 < Q < 20$ l/s	D= 100mm
$20 < Q < 25$ l/s	D= 150mm
$Q > 25$ l/s	D= 200mm

Tableau 0-2 : Le calcul des débits des prises et des bornes est présenté dans le tableau

N° de la borne	N° des ilots	Surface des ilots (ha)	Débit spécifique	Débit brutes des ilots (l/s)	Débit de la borne (l/s)	Diamètre de la borne (mm)
B.1	1	24.25	0.93	22.5525	22.55	150
B.2	2	16.85	0.93	15.6705	15.67	100
B.3	3	24.06	0.93	22.3758	37.63	200
	7	16.41	0.93	15.2613		

Chapitre V : Etude du système d'adduction

B.4	6	15.29	0.93	14.2197	14.22	100
B.5	4	10.25	0.93	9.5325	24.97	150
	5	16.6	0.93	15.438		
B.6	8	14.72	0.93	13.6896	20.54	150
	10	7.37	0.93	6.8541		
B.7	9	10.95	0.93	10.1835	21.16	150
	13	11.8	0.93	10.974		
B.8	11	11.86	0.93	11.0298	37.27	200
	14	9	0.93	8.37		
	15	19.22	0.93	17.8746		
B.9	12	13.28	0.93	12.3504	41.8314	200
	16	13.5	0.93	12.555		
	17	18.2	0.93	16.926		
B.10	18	18.5	0.93	17.205	17.2	100
B.11	19	7	0.93	6.51	6.51	65
B.12	20	11.82	0.93	10.9926	23	150
	21	12.98	0.93	12.0714		
B.13	22	6.39	0.93	5.9427	9.98	100
	23	4.34	0.93	4.0362		

–Au total, le périmètre exige pour la zone l'est du secteur 2 (13) bornes pour permettre l'alimentation de l'ensemble des parcelles sur une surface de 314.64 ha.

V17. Schéma d'aménagement hydro-agricole Variantes d'aménagement

V18. Schéma d'adduction :

–Conformément au schéma de la variante retenue, l'eau d'irrigation est pompée à partir d'un piquage du barrage, une station de pompage sera implantée près de ce piquage et destinée à refouler l'eau vers un réservoir de distribution qui sera réalisé à la cote 302 m permettant ainsi d'assurer une pression suffisante au niveau de la borne la plus défavorisée. Cette pression permettra l'utilisation des équipements d'irrigation.

–La conduite de refoulement d'une longueur de 2500 m.

V19. Schémadedistribution :

–Une conduite enterrée en PEHD, PN16 bars, partira du réservoir et permettra d'alimenter les bornes et les parcelles par une distribution gravitaire.

Lesystème d'adduction est détaillé commesuit:

A. Le barrage Sidi M'hamed Ben Taiba :

–Le barrage qui est destiné pour l'irrigation du périmètre d'El Amra se situe à 15 Km à l'est de notre périmètre.

–Capacité totale 75Hm³

B. Un piquage :

–Un piquage à partir de la conduite doté d'un débit de 0.14m³/s.

C. Station de pompage :

–La station de pompage (SP) du périmètre est située juste à côté du piquage (15 km du barrage). Les pompes sont alimentées par ce dernier.

–

D. Réservoirdedistribution :

–C'est le bassin d'accumulation alimenté par la station de pompage, il a pour rôle de stocker l'eau et de la distribuer gravitairement aux différentes parcelles du périmètre.

V20. Dimensionnement de conduit gravitaire (barrage-piquage)

V21. Caractéristiques de la conduite gravitaire :

– Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire du barrage vers le piquage, on a utilisé la formule de perte de charge de Darcy-Weisbach, détaillée comme suit :

$$-\Delta H_t = \frac{K' \cdot L_e \cdot Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots \text{VI-2}$$

– Avec :

– ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

– K' : Coefficient de pertes de charge ;

– L_e : Longueur géométrique de la conduite (m) ; ($L_g=14700\text{m}$)

– Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ; ($Q=1.99\text{m}^3/\text{s}$)

– D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

– β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

– m : Exposant tenant compte du type du matériau.

– $\Delta H_t = 1.15 \times \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1.15 \times L_g \dots\dots\dots \text{VI-3}$

– ΔH_t : Charge disponible (m) ;

– L_e : Longueur équivalente de la conduite gravitaire (m) ;

– $L_e = L_g + L_{e\epsilon} \dots\dots\dots \text{VI-4}$

– L_g : Longueur géométrique de la conduite gravitaire (m) ;

– $L_{e\epsilon}$: Longueur équivalente des pertes de charge singulière j (m) ;

Tableau 0-3 : Coefficients K' , m , β pour différents types de matériau

Tuyau	Acier et fonte	Amiante-ciment	Plastique
K'	0,00179 -0,001735	0,00118	0,001052
M	5,1 -5,3	4,89	4,772
β	1,9 – 2	1,85	2

Chapitre V : Etude du système d'adduction

–Pour notre cas, nous avons choisi la fonte pour ses avantages hydrauliques et sa disponibilité sur le marché, donc nous avons Le diamètre de la conduite gravitaire est estimé par la formule suivante :

$$-D = \sqrt[m]{\frac{K_f \times L_e \times Q_{car}^\beta}{\Delta H_t}} \dots \dots \dots VI-5$$

–Détermination des pertes de charge totales :

$$- L_e = 1.15 \times L_g = 1.15 \times 14700 = 16905 m$$

$$- \Delta H_t = C_B - C_P = 268 - 207 = 61m$$

$$- \text{Donc : } D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0,001735 \times 16905 \times 2.8^2}{61}} = 1.13 m$$

$$- D_{av} = 1.13 m$$

– Donc le diamètre de la conduite gravitaire est **1130 mm**, on prend le diamètre normalisé **1200mm**.

V22. Adduction par refoulement (SP-réservoir de distribution)

–C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydroélectriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

V23. Caractéristique de la conduite de refoulement :

–Le dimensionnement de la conduite de refoulement s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle de l'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un diamètre économique pour la conduite de refoulement.

V24. Calcul du diamètre économique :

–Pour le calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement, on utilise les deux formules approchées :

- Le débit d'équipement
- Le diamètre avec la formule de Bonin comme première approximation

Chapitre V : Etude du système d'adduction

– Calcul du débit d'équipement :

$$-Q_{eq} = \alpha \times Q_{max.j} \dots \dots \dots VI-6$$

– α : Coefficient de correction,

$$-\alpha = (1.04 \text{ à } 1.08)$$

$$- Q_{max.j} = 0.292 \text{ m}^3/s$$

$$-Q_{eq} = 1.04 \times 0.292$$

$$- Q_{eq} = 0.33 \text{ m}^3/s$$

– La station de pompage refoule un débit de **0.33 m³/s**.

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

$$-D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots VI-7$$

– Avec :

– **D** : Diamètre intérieur de la conduite en m

– **Q** : Débit véhiculé par la conduite en m³/s

– Donc nous avons :

$$-D = \sqrt{0.314}$$

$$-D = 0.54 \text{ m}$$

– Le diamètre calculé obtenu est de **540 mm** donc le diamètre normaliser de la conduite est de **600 mm**.

V25. Dimensionnement de la station de pompage

V26. Caractéristiques générales de la station de pompage :

V27. Dispositions générales :

– La station de pompage est implantée à coté du canal d'adduction concerné (le piquage). Les pompes seront installées dans un bâtiment. Ce bâtiment sera construit pour abriter l'ensemble des installations suivantes :

- Equipement hydraulique, hydro –mécaniques principaux et auxiliaires.

Chapitre V : Etude du système d'adduction

- Appareillages électriques.

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

- Modes de raccordement des bâtiments à la prise d'eau.
- But de la station de pompage (AEP, irrigation).
- Type des pompes et des moteurs (à axe horizontal, vertical).
- Condition de la nature (climat, relief, géologie, hydrogéologie).
- Matériau de construction du bâtiment.

–Notre bâtiment est en béton armé et en maçonnerie.

V28. Choix de type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP) :

–D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique, nous avons :

–• Le débit d'équipement qui est de 330 l/s.

–• La hauteur manométrique totale :

$$-H_{mt} = h_t + H_g \dots \dots \dots VI-8$$

– h_t : perte de charge.

– H_g : Hauteur géométrique.

$$-h_t = h_s + h_l \dots \dots \dots VI-9$$

– h_s : perte de charge singulière.

– h_l : Perte de charge linéaire.

$$-h_t = 1.15 \times h_l$$

$$-h_l = \frac{0.001052 \times l \times Q^2}{D^{4.772}}$$

$$-h_l = \frac{0.001052 \times 2500 \times 0.33^2}{0.6^{4.772}} = 3.28 \text{ m.c.e}$$

$$-h_t = 1.15 \times 3.28 = 3.77 \text{ m.c.e}$$

–Donc les pertes de charges totales égalent à **3.77 m.c.e**

$$-H_g = h_a - h_r \dots \dots \dots VI-10$$

– h_a : cote de réservoir.

Chapitre V : Etude du système d'adduction

– h_r : cote de la pompe.

$$-H_g = 302 - 212 = 90m$$

– Donc la hauteur géométrique égale à 90m

$$-H_{mt} = h_t + H_g = 3.77 + 90 = 93.77 m$$

– La hauteur manométrique totale nécessaire à l'adduction elle est de **93.77m**

– la conduite de refoulement a un linéaire de 2500 m.

– Dans notre cas, nous avons utilisé le logiciel CAPRARI pour le choix du type et du nombre des pompes. Le tableau V1-6 englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau 0-4 : Choix du type de bâtiment

N	Q (l/s)	Hmt (m)	η %	(NPSH) _r (m)
1	-	-	-	-
2	82	90.2	31.	3.91
3	349	94.2	67.8	9.66
4	330	93.8	78.6	3.12

A. Les critères à respecter dans le choix :

Les critères à respecter dans le choix sont :

- Nombre minimal de pompes et type de pompe.
- Meilleur rendement.
- NPSH requis minimal.
- Puissance absorbée minimale
- Le nombre de tours par minute plus important (vitesse de rotation).

Chapitre V : Etude du système d'adduction

Remarque :

On remarque, que la variante N° 4 présente de meilleures caractéristiques hydrauliques, donc on prend une installation de 4 pompes identiques en parallèles. Le point de fonctionnement et les caractéristiques de la pompe sont présentés ci-dessous :

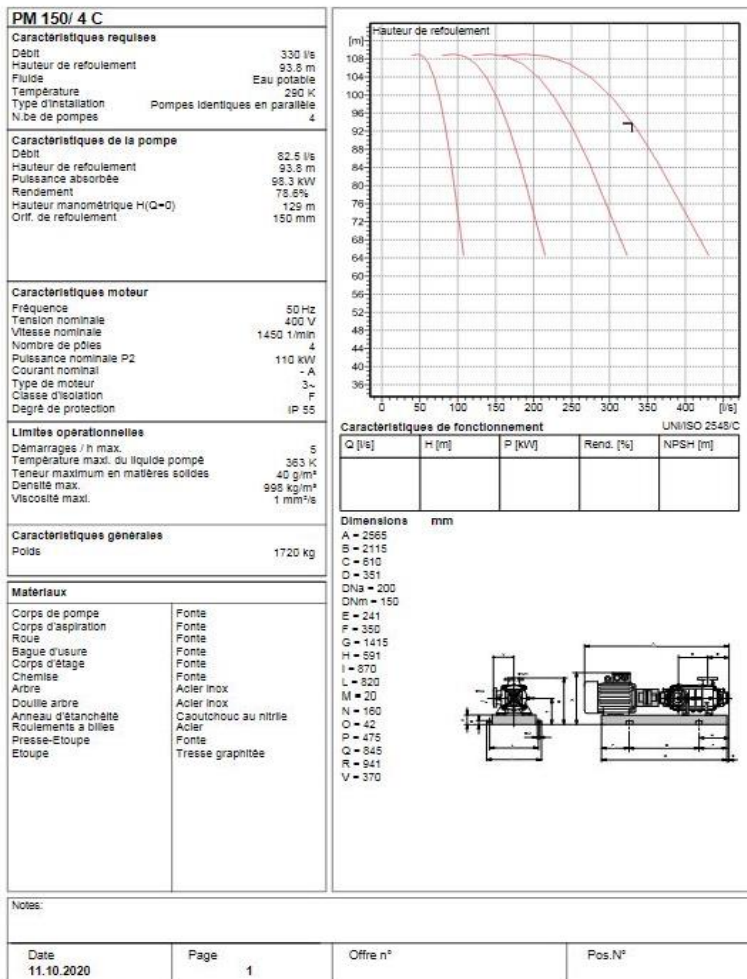


Figure 0-1 : caractéristique de la pompe d'après caprari

Chapitre V : Etude du système d'adduction

V29. Bâtiment de la station de pompage :

V30. Type des bâtiments des stations de pompage :

–Il existe plusieurs types de bâtiments des stations de pompes, parmi lesquels les :

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

V31. 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.

V32. Choix du type de bâtiment :

- Pour le choix de type de bâtiment on se repère au tableau VI-15

Tableau 0-5 : Choix du type de bâtiment

Paramètres	Type de bâtiment			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface
Q (m ³ /s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe	Axiale : Horizontale Verticale	Pompes centrifuge	Axiale : Verticale	Pompes centrifuges.

Chapitre V : Etude du système d'adduction

H_a^{ad} (m)	< 0	$< 0 ; > 0$	$< 0 ; > 0$	> 0
Variation de plan D'eau (m)	$1 \div 2$	$1 \div 3$	1	Importante.

–Nous avons les données suivantes :

- $Q=0,33$ m³/s, débit refoulé par chaque pompe.
- Pompe Horizontale.

V33. Dimensionnement du bâtiment de la station pompage :

V34. Hauteur du bâtiment

–Elle est calculée comme suit : $H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9$

–Où :

– $H_5 = H_p + H_{rf} + H_r$

– H_p : hauteur de la pompe, $H_p = 0,6$ m ;

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

– H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5$ m ;

–A.N : $H_5 = 0,6 + 0,5 + 0,45$, d'où : $H_5 = 1,55$ m

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

– H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,35$ m ;

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

– H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,6$ m ;

–A.N : $H_b = 1,55 + 2,2 + 0,35 + 0,8 + 0,6 \Rightarrow H_b = 5.4$ 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.**

V35. Longueur du bâtiment

- Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :
- $L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p + L_m + L_{pm}$
- n : nombre de pompes, $n = 5$ (tenant compte de la pompe de secours)
- L : longueur de la pompe et celle du moteur ($L = 1.724$ 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, $L_{pf} = 1.5$ 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 : $L_p = 2$ 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 : $L_b = 5 \times 1.724 + 0.8 \times 4 + 1.5 + 2 + 4 + 0,2 + 0,3 \Rightarrow L_b = 17.8$ m.
- On opte pour une longueur de **18 m**.

V36. Largeur du bâtiment

- Elle est donnée par la relation : $l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s$
- 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 4 m
- l_4 : longueur des accessoires de refoulement 2 m.
- 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 : **10.13 mm**.

Chapitre V : Etude du système d'adduction

Tableau 0-6 : Dimensions du bâtiment de la station de pompage

Hauteur bâtiment (m)	Longueur bâtiment (m)	Largeur bâtiment (m)
5.5	18	10.13

V37. Dimensionnement du réservoir de distribution

–Pour assurer une irrigation en continue, un réservoir de stockage est utile. Pour le dimensionnement de ce réservoir, on a les données suivantes :

–Le volume du réservoir est calculé comme suit :

$$-V = Q \times T_f \dots\dots\dots VI-11$$

– Q est le besoin maximum journalier = 314.64 l/s = 1132.7 m³/h

– T_f : l'intervalle de temps, il correspond au temps de non fonctionnement de la pompe, puisqu'on a le temps de pompage est de 22h/j, donc $T_f=2h$.

$$-V = 1132.7 \times 2h = 2265.4 m^3$$

–Le réservoir projeté est prévu rectangulaire en béton armé avec une capacité de 2300 m³ ;

–Les dimensions du réservoir sont comme suit :

- Hauteur et 6m.
- Longueur et 22 m.
- Largeur et 18 m.

Tableau 0-7 : Dimensions du réservoir de stockage projeté

Volume (M3)	2300
Hauteur (m)	6
Longueur (m)	22

Chapitre V : Etude du système d'adduction

Largeur (m)	18
Côte du radier du réservoir (m)	302
Côte trop plein du réservoir (m)	306

V38. Dimensionnement du réseau de distribution

V39. Caractéristiques des conduites du réseau de distribution gravitaire :

–Après avoir calculé les débits de chaque ilot, et déterminé les critères hydrauliques de la conduite gravitaire et de refoulement ainsi la station de pompage, nous procédons à la deuxième étape de calcul celle du réseau de distribution, c'est-à-dire du bassin d'accumulation vers les bornes.

V40. Vitesses admissibles :

–La fixation d'un seuil de vitesse admissible dans les conduites, permet outre l'introduction d'un seuil raisonnable de diamètre maximum, un compromis technique :

- De faire une économie sur le coût des canalisations ;
- D'éviter les risques entraînés par des vitesses importantes (risque d'érosion) et les vitesses faibles (l'insuffisance de la pression au plus défavorable)

–La vitesse admissible est choisie entre 0.5 m/s, comme vitesse minimale, et 2.5 m/s comme vitesse maximale.

V41. Choix du matériau des conduites :

–Le choix du matériau se fait en fonction des critères suivants :

- La satisfaction des conditions hydrauliques (débit, pression).
- La disponibilité sur le marché local.
- L'intérêt économique.
- Du type de sol.

V42. Caractéristiques des canalisations :

A. Conduites en fonte :

–Présentent plusieurs avantages :

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

–Leur inconvénient est :

- coût relativement important

B. Conduite en acier :

–Leurs avantages :

- Les conduites en acier sont plus légères que les conduites en fonte, d'où l'économie sur le transport et la pose
- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement).

–Leur inconvénient est :

- la corrosion.

C. Conduite en PEHD :

–Ils sont les plus utilisés car ils présentent des avantages importants :

- Bonne résistance à la corrosion
- Disponible sur le marché
- Une pose de canalisation facile
- Leur coût est relativement faible.

–Leur inconvénient est :

- le risque de rupture dans le cas d'une mauvaise soudure.

V43. Calcul des diamètres :

–Le calcul des diamètres est réalisé sur la base des débits véhiculés par le tronçon de conduite, et les vitesses.

Chapitre V : Etude du système d'adduction

–La formule de " LABYE " nous donne une approche du diamètre économique qu'on normalise

$$-D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} \times 1000 \dots \dots \dots \text{VI-12}$$

–Avec :

–Q : débit, exprimé en m³/s ;

–D : diamètre exprimé en mm

–V : vitesse qui donne le diamètre économique est de 1.2 m/s

V44. 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 :

$$- h_{pu} = \frac{L \times Q^M}{D^N} \times 1.1 \dots \dots \dots \text{VI-13}$$

–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

Tableau 0-8 : 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

–Dans notre cas, les conduites seront en fonte si leur diamètre est supérieur à 400mm et en PEHD dans le cas contraire.

–Pour une conduite en fonte/PEHD, on a les caractéristiques suivantes :

Chapitre V : Etude du système d'adduction

-La rugosité équivalente $K=0.1$ mm, donc

- $L=1.15$ $M=1.89$ $N=5.01$

-Nous avons estimé la vitesse dans la conduite égale à 1.2 m/s.

Chapitre V: Etude du système d'adduction

Tableau 0-9 : Résultats de calcul (vitesse, perte de charge et pressions)

N° du tronçon	L (m)	Q (l/s)	Q (m ³ /s)	Ø intér calculé (mm)	Ø Normalisé (mm)	Vitesse réelle V (m /s)	PDC total ΔHt (m)	PDC total cumulé ΔHt (m)	C,T,aval Z(m)	Cote piézométrique (m)	P (m)
R1-N1	949.23	292.6152	0.293	498.5	630	0.94	1.08	1.38	270	300.9	30.9
N1-N2	214.5	15.6705	0.016	115.4	160	0.78	0.93	2.31	243	300.0	57.0
N1-NB	80	254.3922	0.254	448.2	500	1.21	0.19	4.11	256	299.5	43.5
NB-N3	810	254.3922	0.254	448.2	500	1.21	1.97	4.11	216	254.0	38.0
N3-N4	369.8	14.2197	0.014	109.9	160	0.71	1.33	5.95	218	252.7	34.7
N3-N5	367.4	45.5142	0.046	196.6	250	0.93	1.28	7.23	212	251.4	39.4
N5-N6	297.85	24.9705	0.025	145.6	200	0.80	1.02	8.25	217	250.4	33.4
N5-N7	112.5	20.5437	0.021	132.1	200	0.65	0.27	9.37	211	250.1	39.1
N3-N8	636.7	157.0212	0.157	365.2	400	1.25	2.18	11.55	203.5	248.0	44.5
N8-N9	507.9	37.2744	0.037	177.9	250	0.76	1.21	15.25	204.2	246.7	42.5

Chapitre V : Etude du système d'adduction

N8-N10	257	98.5893	0.099	289.4	315	1.27	1.21	15.62	199	245.5	46.5
N10-N11	534.8	41.8314	0.042	188.5	250	0.85	1.58	20.47	196.5	244.0	47.5
N10-N12	170	56.7579	0.057	219.5	250	1.16	0.90	21.37	197	243.1	46.1
N12-N13	173	6.51	0.007	74.4	110	0.69	0.93	22.87	196	242.1	46.1
N12-N14	526	33.0429	0.033	167.5	250	0.67	1.00	25.92	193	241.1	48.1
N14-N15	254	9.9789	0.010	92.1	160	0.50	0.47	30.86	191.5	240.7	49.2

Important :

D'après les calculs exposés dans le tableau V.9, on voit que la variante choisie avec station de pompage-réservoir nous donne des pressions très élevés aux bornes, donc on a projeté un brise charge de cote de 256 m entre le nœud 1 et 3, qui va briser la charge de 46 m, d'après les calculs nous avons obtenu des pressions acceptables dans tous les nœuds qui se trouvent en aval du brise charge.

V45. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié le système d'adduction du périmètre El Amra la zone l'est du (secteur 2) situé dans la wilaya d'Ain Defla.

Le secteur est découpé en 23 ilots, et comporte 13 bornes, la desserte de l'eau est à la demande.

Le réseau d'adduction projeté est mixte avec un refoulement par pompage et une desserte gravitaire.

Cette phase de calcul nous a permis :

- ✓ De Dimensionner le conduit gravitaire du barrage vers le périmètre avec un diamètre de 1200 mm
- ✓ De dimensionner une station de pompage et choisir les meilleures pompes.
- ✓ De calculer le réseau d'adduction qui est constitué d'une conduite de refoulement en diamètre 600 mm
- ✓ De déterminer le volume du réservoir et ces dimensions.
- ✓ De projeter le réseau de distribution, du réservoir vers les bornes d'irrigation à travers un système de canalisation en fonte et en PEHD.
- ✓ De s'assurer des pressions des bornes, qui sont nécessaires à toute projection d'un réseau d'irrigation, ce qui permet d'utiliser plusieurs systèmes d'irrigation même les plus exigeants en pression (tel que l'aspersion) et de diversifier les cultures pour de meilleurs rendements.

VI.1. Introduction :

L'irrigation dans la parcelle présente des phases de calculs prenant en considération plusieurs facteurs : pédologiques, agronomiques et hydrauliques.

Dans ce chapitre, on va faire le point sur les démarches préalables pour le calcul des installations d'irrigation dans la parcelle, pour l'irrigation localisée, et les calculs vont être portés sur une parcelle type.

VI.2. Données générales:

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

Le réseau d'irrigation sera installé sur l'ilot 23 alimenté par la borne B.13 et dont les pressions calculées sont de l'ordre de 4.9 bars, ce qui est largement suffisant. La surface de l'exploitation est de 4,34 hectares,

Culture : Olivier

- ◆ Espacement entre arbres: 4 m

- ◆ Espacements entre rangs: 4 m

- ◆ Besoins de pointe 136.7mm

Organisation du réseau

- ◆ Surface :1ha

- ◆ Longueur :140m

- ◆ Largeur :60m

Chapitre VI : Dimensionnement a la parcelle

Caractéristiques du goutteurs :

- ◆ Débit nominal: 04 l/h
- ◆ Pression nominal: 10 m.c.e
- ◆ Espacement des goutteurs: 02 m
- ◆ Le nombre de goutteurs par arbre: 02

VI.2.1 Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée

VI.2.1.1 Influence du taux de couverture du sol

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

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

K_r dépend du taux de couverture du sol ($C_s = 60\%$) par les plantes adultes et peut être calculé par diverses formules proposées ci-après«4»:

- **KELLER et KARMELI (1974)**

$$K_r = \frac{C_s}{0.85} \quad (\text{IV.4})$$

- **La formule de Freeman et Garzoli**

$$K_r = C_s + 0.5(1 - C_s) \quad (\text{IV.5})$$

- **La formule de Decroix (CTGREF)**

Chapitre VI : Dimensionnement a la parcelle

$$K_r = 0.1 + C_s \quad (IV.6)$$

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

$K_r = 0.71$ selon Keller et Karmeli

$K_r = 0.80$ selon Freeman et Garzoli

$K_r = 0.70$ selon Decroix (CTGREF)

On prendra un coefficient : $K_r = 0.80$; $B_j = (136.7/30) = 4.56 \text{ mm/j}$

$$B_{jl} = B_j * K_r$$

$$B_{jl} = ETM_c = 4.56 * 0.8 = \mathbf{3.648 \text{ mm/j}}$$

VI.2.1.2 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 (Ollier & Poirée, 1981).

La dose (RFU) étant définie comme suit :

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

Tel que : H_{cc} : humidité a la capacité au champ (27%)

H_{pf} : humidité au point de flétrissement (16%)

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

Z : profondeur d'enracinement en (1500 mm)

P : Pourcentage du sol humidifié.

$$P\% = \frac{n \cdot Spd \cdot Sh}{Sa \cdot Sr} \quad (IV.7)$$

P : Volume du sol humidifié

N : Nombre de point de distribution par arbre : 2 goutteurs.

Spd : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre : 2m.

Sh : Largeur de la bande humidifiée d'après le catalogue elle est de 1m.

Chapitre VI : Dimensionnement a la parcelle

Sr : Ecartement entre rangs d'arbre 4m

Sa : espacement des arbres sur les rangs 4m

P = 25%

Donc :

RFU= (0.27-0.16). 1500.2/3.1,35=148.5mm

Dp=RFU*P%=**37.125 mm.**

VI.2.1.3 Calcul de la dose brute

$$D_{brute} = \frac{D_p}{C_u * eff} = \frac{37.125}{0.9 * 0.9} = \mathbf{45.83 \text{ mm /mois}}$$

Cu : coefficient d'uniformité Cu=90%

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

VI.2.1.4 Fréquence des arrosages

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

$$Fr = \frac{D_{brute}}{B_{jl}} = \frac{37.125}{3.648} = \mathbf{10.18 \text{ jours}}$$

Donc on prend : Fr = 11 jours.

VI.2.1.5 Durée d'arrosage par mois

$$\theta = \frac{D_p * S_r * S_d}{n * q_g} \text{ (IV.8)}$$

Sr et Sd représentent respectivement l'espacement entre rang et distributeurs, n et q_g nombre et débit du goutteur (2 goutteurs et 4l/h).

$$\theta = \frac{45.83 * 4 * 2}{2 * 4} = \mathbf{45.83 \text{ heures/mois}}$$

On prend 46 heures.

Chapitre VI : Dimensionnement a la parcelle

VI.2.1.6 Durée d'arrosage journalier

$$D_j = \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr} = \frac{46}{11} = \mathbf{4.18 \text{ heures/jour}}$$

VI.2.1.7 Nombre de poste

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}} = \frac{22}{8.18} = \mathbf{2.69 \text{ postes}}$$

On prend 3 postes

VI.2.1.8 Surface du poste

$$S_p = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}} = \frac{1.5}{3} = 1.44 \text{ ha}$$

A partir de cette surface, on peut déduire les dimensions nécessaires des rampes et porte rampes.

VI.2.2 Calculs hydrauliques

VI.2.2.1 Conditions hydrauliques de base

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

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

La variation maximale de la pression :

$q = K.Hx$ avec : $x=0.5$ (caractéristique du goutteur)

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = \frac{\Delta H}{H(n)} \quad (\text{IV.9})$$

Telle que : $q(g)$: débit nominal du goutteur

$H(n)$ pression nominal

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

Chapitre VI : Dimensionnement a la parcelle

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

La valeur de perte de charge singulière est estimée à 10% de la variation maximale de pression alors :

$$P_{dcs} = 2 * 0,1 = 0,2\text{mce}$$

$$P_{dcl} = 2 - 0,2 = 1,8\text{mce}$$

La répartition de la perte de charge est :

$$1/3 \text{ sur les porte- rampes } P_{dc}(\text{pr}) = 1.8 * 1/3 = 0,6 \text{ m c e}$$

$$2/3 \text{ sur les rampes } P_{dc}(r) = 1.8 * 2/3 = 1,2 \text{ m c e}$$

1) Le débit :

$$Q_r = Q_g * N_g / r$$

$$Q_{pr} = Q_r * N_r$$

Avec:

- Q_r : Débit de rampe.
- Q_g : Débit du goutteur
- N_g/r : Nombre des goutteurs par rampe
- N_r : Nombre des rampes
- Q_{pr} : Débit de porte rampe
- ✓ La longueur de la rampe : 60m.
- ✓ La longueur de la porte rampe : 140m.
- ✓ La longueur de la conduite secondaire : 64m.

2) Le nombre d'arbres par rampe

$$N \text{ arbres} = \frac{L_r}{E_r} = \frac{60}{4} = 15 \text{ arbres}$$

$$N \text{ arbres} = 15 \text{ arbres}$$

3) Nombre des goutteurs par rampe

$$N_g = N_{\text{arbres}} * n = 15 * 2 = 30 \text{ goutteurs}$$

$$N_g = 30 \text{ goutteurs}$$

4) Le nombre des rampes

$$N \text{ rampe} = \frac{L_{pr}}{E_r} = \frac{140}{4} = 35 \text{ rampes}$$

$$N \text{ rampe} = 35 \text{ rampes}$$

Chapitre VI : Dimensionnement a la parcelle

5) Débit de la rampe

$$Q_r = N_g * Q_g$$

$$Q_r = 30 * 4 = 120 \text{ l/h}$$

$$Q_r = 120 \text{ l/h}$$

6) Débit de la porte rampe

$$Q_{Pr} = Q_r * N_r = 120 * 35 = 4200 \text{ l/h}$$

$$Q_{Pr} = 4200 \text{ l/h}$$

7) Nombre de porte Rampe

Nombre de porte rampe = 1 (1 seul porte rampe).

8) Débit de la conduite secondaire

$$Q_{Cs1} = Q_{Pr} * N_{Pr} = 4200 * 1 = 4200 \text{ l/h}$$

$$Q_{Cs1} = 4200 \text{ l/h}$$

VI.2.3 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.

1) La conduite tertiaire (conduite d'approche)

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

2) Porte-rampes

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

3) 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.

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

$$\varnothing_r(\text{cal}) = \left[\frac{P.d.c(r) * 2.75}{0.478 * Q(r)^{1.75} L(r)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \quad (\text{IV.10})$$

Chapitre VI : Dimensionnement a la parcelle

$$\varnothing_{pr(cal)} = \left[\frac{P.d.c(pr)*2.75}{0.478*Q(pr)^{1.75}L(pr)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \quad (IV.11)$$

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
- \varnothing_r (cal) : le diamètre de rampes
- Pdc(pr) : la perte de charge dans la porte rampe
- \varnothing_{pr} (cal) : le diamètre de porte rampe

$D_{rampe} = 9.2$ mm, on prend un diamètre normalisé : DN = 16 mm

$D_{porte-rampe} = 47.14$ mm, on prend un diamètre normalisé : DN = 65 mm

VI.2.3 Vérification des pertes de charges

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 = 16 mm.

Perte de charge selon Hazen-williams :

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_w} \right)^{1.852} \cdot \frac{L}{D^{4.87}} \cdot Q^{1.852} \quad (IV.12)$$

Ou : L : la longueur de la conduite.

Q : débit (l/h).

D : diamètre intérieur de la canalisation.

$C_w = 140$ PEHD, $L = 60$ m, $D = 0.016$ m, $Q = 3.33 \cdot 10^{-5}$ m³/s.

$\Delta H_{Rampe} = 0.19$ m < 1.2m

Chapitre VI : Dimensionnement a la parcelle

VI.2.3.1 Calcul du diamètre de la rampe

Tableau VI.1 : Diamètre de la rampe

Culture	Surface (m ²)	Lr (m)	Ng	Qr (l/h)	hr(m) P. charge	Dcal (mm)	Dn (mm)	ΔHcal (m)
Olivier	10000	60	30	120	1.2	9.2	16	0.19

La valeur de la perte de charges calculée est inférieure à 1.2 mce (hr max).

VI.2.3.2 Calcul de Diamètre de la porte rampe

On applique le même procédé que les rampes, et on trouve :

Tableau VI.2: Diamètre de la porte rampe

Culture	Surface m ²	Lpr(m)	Nr	Qpr (l/h)	hpr(m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	hcal(m)
Olivier	10000	140	35	4200	0.6	47.14	65	0.35

La valeur de la perte de charges calculée est inférieure à 0.6 mce (hpr max).

D'après les deux tableaux précédents, on constate que les pertes de charges totales (0.54m) n'ont pas dépassé la limite imposée par la règle de Christiansen.

VI.2.3.3 Calcul des diamètres des conduites tertiaire

Pour calculer le diamètre on doit fixer la vitesse d'écoulement (valeur optimale) d'environ 1.05 m/s tel que :

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

Avec : Q : débit de la conduite considérée (m³/s);

V : vitesse d'écoulement (m/s).

Chapitre VI : Dimensionnement a la parcelle

Tableau VI.3: Diamètre des conduites tertiaires

Culture	Surface m ²	L(m)	Q (m ³ /s)	V supposée (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	hcal (m)
Olivier	15000	6	0,00116	1.05	37.4	50	0.3	0.057

VI.2.4 La pression d'eau à la borne de distribution

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

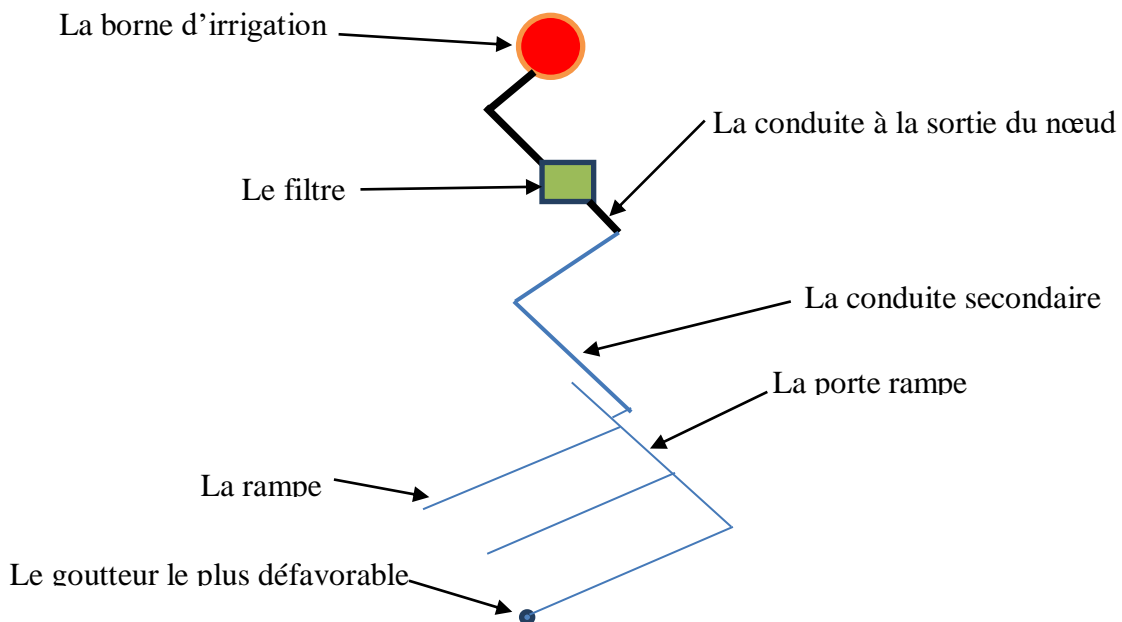


Figure VI.1 : Schéma explicatif du dispositif des goutteurs

Chapitre VI : Dimensionnement a la parcelle

Tableau VI.4: Les pertes de charge de la borne jusqu'au le goutteur le plus défavorable

Conduites	La rampe	Porte rampe	C. tertiaire
Longueur(m)	60	140	6
Diamètre(m)	16	65	50
Débit (m3/s)	3.33. 10-5	0.00116	0.00116
Pertes de charge(m)	0.19	0.35	0.057

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.

$$P(m) = 10+0.19+0.35+0.057= 10.6 \text{ m.}$$

Les pertes de charges ainsi que la pression calculée est de l'ordre de 1.6 bars ce qui est largement suffisant pour effectuer le système goutte à goutte dans cette parcelle.

VI.3 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons abordé les variantes d'aménagement du système de distribution et détaillé les structures et facteurs régissant la conception et la gestion d'un système distribution ainsi que les calculs relatifs aux bornes d'irrigation.

Dans le cadre de la réalisation du projet, le périmètre est découpé en 23 îlots d'irrigation, avec une superficie totale de 314.64 ha.

En deuxième phase, nous avons entamé le calcul hydraulique des canalisations du système de distribution du périmètre d'étude.

Et finalement .Nous avons étudié le dimensionnement d'un réseau goutte à goutte. Ayant dimensionné tous les organes du réseau localisé projeté sur la parcelle choisie, nous avons effectué une vérification de la pression, afin d'assurer la pression nominale de 10 m.c.e dans le goutteur le plus éloigné et cela pour assurer le bon fonctionnement des goutteurs.

VII.1. Introduction

L'étude du devis quantitatif et estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation du projet d'irrigation projeté, ce calcul consiste à déterminer les quantités de tout le matériel ainsi que les différentes opérations à effectuer sur le terrain. Pour notre projet on a les travaux suivants :

- Le réseau de distribution.
- La conduite d'adduction.

VII.2. Différents travaux à entreprendre

VII.1. Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction et le réseau distribution sont :

VII.2. 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.3. Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 12 cm dans notre cas.

VII.4. Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de la pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour ne pas avoir des difficultés au raccordement des conduites.

VII.5. 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

CHAPITRE VII : Calcul technico-économique

conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

VII.6. Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

VII.7. 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. Travaux concernant la station de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

VII.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution :

VII.1. Calcul du volume de terrassement

A. Largeur du fond de la tranchée :

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

$$B = d + (0.5-1.2) \dots \dots \dots \text{VII-1}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

B. profondeur de la tranchée :

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

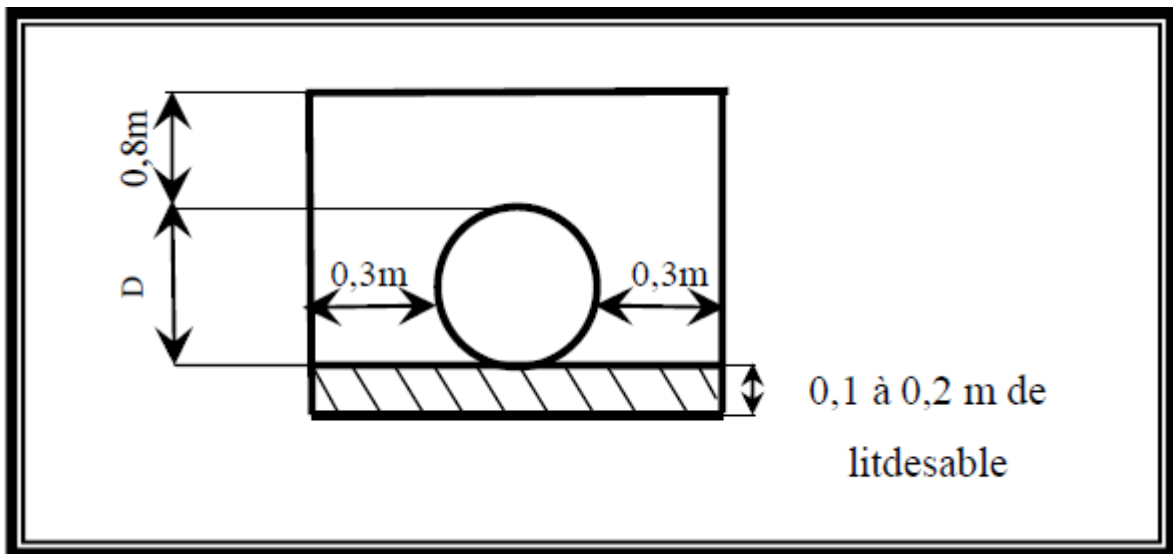


Figure 0-1 : Schéma d'une tranchée

CHAPITRE VII : Calcul technico-économique

$$H = e + d + h \text{ (m)VII-2}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur du lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite.

VII.5. Calcul du volume de déblai :

La surface à calculer est la surface rectangulaire :

$$S = B * H \text{VII-3}$$

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

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

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

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VIII-1

Tableau 0-1 : Calcul du volume de déblai

	Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b :(m)	Hauteur de La tranchée (m)	Volume de déblai (m3)
La conduite gravitaire	1200	14700	1.8	2.2	58212
la conduite de refoulement	600	2500	1.2	1.6	4800

CHAPITRE VII : Calcul technico-économique

VII.6. Calcul du volume de lit de sable :

Ce lit correspond à une couche de sable de 12cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, on calcule cette surface en utilisant la formule suivante : $V = e \cdot b \cdot L$VII-4

Tableau 0-2 : calcul du volume de sable

	Hauteur (m)	Longueur (m)	largueur (m)	Volume (m3)
La conduite gravitaire	0.12	14700	1.8	3175.2
la conduite de refoulement	0.12	2500	1.2	360

VII.7. Calcul du volume de remblai :

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

$$V_r = V_d - (V + V_s) \dots \dots \dots VII-5$$

V_r : Volume du remblai compacté (m3)

V_d : Volume du déblai (m3)

V_s : Volume du sable

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

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite.

Donc les volumes des travaux pour la conduite sont représentés dans le tableau VIII-3.

CHAPITRE VII : Calcul technico-économique

Tableau 0-3 : Calcul du volume de remblai

	Diamètre (mm)	Volume de déblai (m ³)	Volume de la conduite (m ³)	Volume du sable (m ³)	Volume de remblai (m ³)
La conduite gravitaire	1200	58212	16625.31	3175.2	38411.49
la conduite de refoulement	600	4800	706.85	360	3733.15

VII.8. Estimation de cout total de projet

VII.9. Estimation de cout de pose de canalisation de l'adduction :

Tableau 0-4 : Estimation du cout de pose de canalisation de l'adduction

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
déblai en terrain	M ³	63012	300	18903600
lit de sable	M ³	3535.2	800	2828160
remblaiement de la tranchée	M ³	42144.64	200	8428928
TubeØ600	M/l	2500	5396	13490000
TubeØ1200	M/l	14700	29520,43	433950321
TOTAL 1 (HT)				477601009
TVA 1 (19%)				90744191.7
Montant TTC 1				568345201

CHAPITRE VII : Calcul technico-économique

VII.10. Estimation du cout de la station de pompage :

La hauteur $H= 5.5\text{m}$

La longueur $L= 18 \text{ m}$

La largeur $l = 10.13 \text{ m}$

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 $30 \times 20 \times 15 \text{ cm}$

($L = 5.6\text{m}$; $l = 3.9 \text{ m}$; $n_p=12$)

Volume des travaux :

- **Décapage :**

$$V_d = L \times l \times ed \dots\dots\dots \text{VII-6}$$

$$V_d = 18 \times 10 \times 0.1 = 16.2 \text{ m}^3$$

- **Excavation :**

$$V_{ex} = l \times l \times 0.9 \times n_p \dots\dots\dots \text{VII-7}$$

$$V_{ex} = 0.9 \times 12 = 10.8 \text{ m}^3$$

- **Déblai :**

$$V_D = 16.2 + 10.8 = 27 \text{ m}^3 \dots\dots\dots \text{VII-8}$$

- **Béton de propreté :**

$$V_{b,p} = 0.1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times n_p \dots\dots\dots \text{VII-9}$$

$$V_{b,p} = 0.1 \times 1 \times 1 \times 12 = 1.2 \text{ m}^3$$

- **Béton ordinaire (Béton armé 350 kg /m3) semelle**

$$V_{B.A.S} = l \times l \times 0.3 \times n_p \dots\dots\dots \text{VII-10}$$

$$V_{B.A.S} = 1 \times 1 \times 0.3 \times 12 = 3.6 \text{ m}^3$$

- **Demi-Poteaux :**

$$V_{D.P} = (0.6 \times 0.3 \times 0.3) \times n_p = 0.648 \text{ m}^3 \dots\dots\dots \text{VII-11}$$

CHAPITRE VII : Calcul technico-économique

- **Remblai fouilles**

$$V_R = np [V_{\text{deblai/excav}} - V_{b,p} - V_{B.A.S} - [(V_{D.P} (0,3 \times 0,3 \times 0,1))] \dots\dots\dots VII-12$$

$$V_R = 12 (27 - 1.2 - 3.6 - (0.648 (0.3 \times 0.3 \times 0.1))) = 266.33 \text{ m}^3$$

- **Volume béton de propreté au-dessous de la ceinture**

$$V_{B.P.C} = ((16 \times L) + (15 \times l)) \times 0,1 \times 0,3 \dots\dots\dots VII-13$$

$$V_{B.P.C} = ((16 \times 5.6) + (15 \times 3.9)) \times 0,1 \times 0,3 = 4.31 \text{ m}^3$$

- **Béton armé Longrines**

$$V_{B.A.Longrine} = ((16 \times L) + (15 \times l) + (np \times 0,3)) \times e \times 0,3 \dots\dots\dots VII-14$$

$$e = 50 \text{ cm}$$

$$V_{B.A.Longrine} = ((16 \times 5.6) + (15 \times 3.9) + (12 \times 0.3)) \times 0.5 \times 0.3 = 22.76 \text{ m}^3$$

- **Le volume occupé par le Brique**

$$V_{\text{brique}} = 12 \times 3 \times [2 \times L + 2(1 - 2 \times 0,15)] \times 0,2 \times 0,15 \text{ avec : Brique (30.20.15) cm} \dots\dots VII-15$$

$$V_{\text{brique}} = 12 \times 3 \times [2 \times 5.6 + 2(3.9 - 2 \times 0,15)] \times 0,2 \times 0,15 = 19.88 \text{ m}^3$$

- **Nombre de Brique**

$$V_{\text{brique}} = 0,3 \times 0,2 \times 0,15 = 0,009 \text{ m}^3 \quad (1 \text{ Pièce}) \dots\dots\dots VII-16$$

$$N_{\text{brique}} = 19.88 / 0.009 = 2209 \text{ pièces (Briques sous la ceinture)}$$

- **Chape (Plateforme)**

➤ Gravier (épaisseur = 3 cm)

$$V_{\text{gravier}} = 12 \times (L \times l) \times 0,3 = 6 \times (5.6 \times 3.9) \times 0.3 = 78.62 \text{ m}^3 \dots\dots\dots VII-17$$

➤ Chape de béton armé = 7 cm

$$V_{B.A.chape} = 12 \times (L \times l) \times 0,7 = 6 \times (5.6 \times 3.9) \times 0.7 = 183.46 \text{ m}^3 \dots\dots\dots VII-18$$

- **Poteaux (Béton armé)**

$$V_p = np \times (0,3 \times 0,3 \times H) \dots\dots\dots VII-19$$

tq : (H= 3 à 4) On prend H= 4 m

$$V_p = 12 \times (0,3 \times 0,3 \times 4) = 4.32 \text{ m}^3$$

- **Dalle**

CHAPITRE VII : Calcul technico-économique

Vdalle = VB.A.chape = 58.97m³.....VII-20

- **Poutre**

VP= 0.2 Vdalle = 11.79 m³.....VII-21

- **Maçonnerie extérieur**

SBrique = 0,2*0,3 = 0,06 m² (1 pièce).....VII-22

NBrique = [2*(8*L + 6*1) * H] / SBrique = 7885pièces (brique sur la ceinture)

N° Totale .Brique (Brique 30-20-15) = 7885+ 2209=10094 pièces

Tableau 0-5 : Estimation de cout de deux 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 2 (DA)	8 199 581			
TVA 2 (19%)	1557920,39			

CHAPITRE VII : Calcul technico-économique

PRIX TOTAL 2	9 757 502
--------------	-----------

VII.11. Estimation du cout du 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 à 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.

CHAPITRE VII : Calcul technico-économique

- Echelles galvanisées.

Tableau 0-6 : Estimation du cout de pose du réservoir

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	m3	419,382	450,00	188 721,90
Béton de propreté	m3	36,47	6 000,00	218 808,00
Béton armé	m3	153,06	35 000,00	5 356 960,00
Etude géotechnique	///	1	500 000,00	500 000,00
Chambre de vanne	///	1	45 000,00	45 000,00
Equipements hydromécaniques	///	1	100 000,00	100 000,00
			TOTAL 3 (HT)	6 409 489,90
			TVA 3 (19%)	1 217 803.08
			Montant TTC 3	7 627 292.981

CHAPITRE VII : Calcul technico-économique

VII.12. Estimation du cout du réseau de distribution :

Tableau 0-7 : Factures pro-forma des pièces du réseau distribution

Pièces	Unité de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
TubeØ110 PEHD	m/l	173	2023,16	350006.68
TubeØ160 PEHD	m/l	838.3	3158,92	2648122.636
TubeØ200 PEHD	m/l	410.35	6467,71	2654024.8
TubeØ250 PEHD	m/l	2106.1	1070,88	2255380.4
TubeØ315 PEHD	m/l	257	15978,74	4106536.18
TubeØ400 PEHD	m/l	636.7	25806,63	16431081.32
TubeØ500 Fonte	m/l	890	8398.00	7474220
TubeØ630 Fonte	m/l	949.23	13300.00	12624759
vanneØ1200	U	1	65000	65000
vanneØ630	U	1	25000	25000
Brise charge	U	1	500000	500000
borne	U	13	16000	208000
TOTAL 4 (HT)				49342131
TVA 4 (19%)				9375004.89
Montant TTC 4				58717135.9

VII.13. Devis estimatif de projet

Le devis des différentes opérations sont comme suit :

1. Devis de l'adduction (Montant TTC 1=568 345 201DA)
2. Devis du système de pompage (Montant TTC =9 757 502 DA)
3. Devis de réservoir (Montant TTC 3=7 627 292.981 DA)
4. Devis du réseau de distribution (Montant TTC 4=58 717 135.9 DA)

Donc le devis total du projet de El Amra (Secteur 1) est estimé à **644 447 131.9 DA**

VII.14. Conclusion :

Dans notre travail on a déterminé le devis général de stations de pompage, et l'adduction et le réseau de distribution, en premier lieu nous avons fait une étude quantitative des volumes des travaux. Comme deuxième étape nous avons estimé le cout de projet qui est de (six cent quatre-vingt-six million trois cent vingt-sept mille neuf cent trois virgule huit dinar) **644 447 131.9 DA**. Il est élevé mais on doit noter que ce réseau est rentable à moyen terme.

Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous avons étudié les différentes composantes d'un projet d'irrigation au niveau d'un grand périmètre, et nous avons cherché à développer les systèmes d'irrigation les plus convenables à partir du barrage Sidi M'hamed Ben Taiba dans la wilaya d'Ain Defla.

A partir des études réalisées pour le périmètre d'EL AMRA, on peut relever les points suivants :

-L'étude du climat (précipitation-température), montre que notre région a un climat semi-aride et l'analyse du sol nous a permis de conclure sur des aptitudes culturales très variées, telles que les cultures maraichères et céréalières. Suivant les résultats caractérisant la région, nous avons choisi les cultures adaptées avec les données climatiques et agro pédologiques.

-Les eaux du barrage de Sidi M'hamed Ben Taiba qui alimentent notre périmètre sont compatibles pour l'irrigation, ce qui permet de les utiliser sans risque.

-Le réseau d'adduction projeté est mixte avec un refoulement par pompage et une desserte gravitaire

-Le système d'irrigation retenu est l'aspersion. Cette méthode d'irrigation moderne économise en grand partie l'eau et facilite le travail de l'agriculteur.

En fin, nous espérons avoir contribué dans le lancement des projets de mise en valeur et la modernisation des périmètres irrigués afin d'améliorer leur rentabilité et par la suite avoir une agriculture qui influe positivement sur l'économie du pays.

Références bibliographiques

Andre, H., (1976). Hydrométrie pratique des cours d'eau. Paris : Eyrolles, p 259.

Bulletin N°30 FAO Calcul des besoins en eau des cultures p40.

F.ZEROUATI (2014),Dimensionnement du périmètréd'irrigation de boukali

Commune el abadia wilaya d'Ain defla.

http://www.agrometeo.fr/coef_culturaux.asp

M. MESSAHEL (1988) : Irrigation au goutte à goutte (Régime d'irrigation) Edition O.P.U.Alger p102.

Ollier, Ch, Poirée, M (1983). Les réseaux d'irrigation théorie, technique et économie des arrosages, Paris. 500P p117.

Touaibia, B., (2004) Manuel pratique d'hydrologie. Presse Madani Frères. Blida.Algérie.

Annex 1

7

VALEURS DU COEFFICIENT CULTURAL K_c EN FONCTION DU STADE DE CROISSANCE DE DIFFERENTES CULTURES ANNUELLES

Tableau n° 3

cultures annuelles	POURCENTAGE DE LA PERIODE DE CROISSANCE									
	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80	80-90	90-100
Betterave à sucre	0,45	0,50	0,70	0,90	1,05	1,15	1,25	1,25	1,15	1,10
Coton	0,20	0,30	0,40	0,60	0,90	1,00	1,00	0,90	0,700	0,60
Haricots	0,50	0,65	0,80	1,00	1,10	1,15	1,10	0,95	,80	0,70
x Mais Grains	0,45	0,55	0,65	0,80	1,00	1,08	1,08	1,02	0,95	0,85
Mais Fourrage	0,45	0,50	0,60	0,70	0,90	1,02	1,10	1,10	1,05	0,95
Marichage	0,35	0,50	0,65	0,75	0,80	0,82	0,80	0,75	0,65	0,50
Melons	0,45	0,58	0,60	0,70	0,80	0,82	0,80	0,75	0,72	0,70
Pomme de terre	0,35	0,45	0,60	0,85	1,10	1,25	1,35	1,38	1,35	1,25
Sorgho grain	0,30	0,50	0,70	0,50	1,10	1,05	0,95	0,80	0,70	0,60
Tomates	0,45	0,45	0,50	0,65	0,85	1,00	1,02	0,95	0,85	0,75

Annexe 2

TUBE PEHD EAU POTABLE

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	PrixHT	PrixTTC
		Exten	enMM	Produit	Service	leM/L	leM/L
110040201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16Bars	29,61	34,64
110040251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16Bars	48,03	56,20
110040321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16Bars	75,47	88,30
110040401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16Bars	116,64	136,47
110040501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16Bars	180,68	211,40
110040631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16Bars	288,17	337,16
110040751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16Bars	404,81	473,63
110080901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16Bars	488,62	571,69
110081101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16Bars	721,62	844,30
110081251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16Bars	934,26	1093,08
110081601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16Bars	1526,93	1786,51
110082001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16Bars	2397,85	2805,48
110082501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16Bars	3709,88	4340,56
110083151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16Bars	5881,51	6881,37
110084001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16Bars	9500,90	11116,05
110085001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16Bars	14816,89	17335,76
110086301	Tube PEHD	630	57,2	PE100	16Bars	22513,76	26341,10

Annexe 3

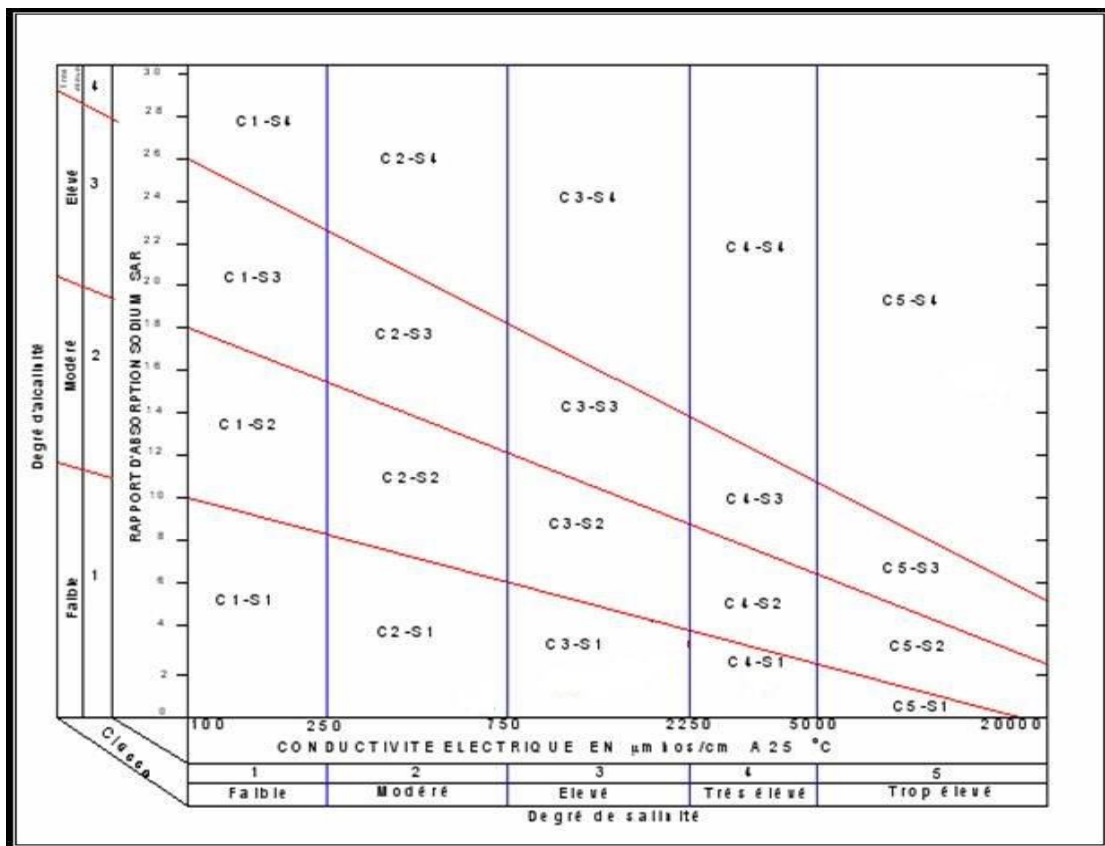


Diagramme de classification des eaux d'irrigation

Annexe 4

-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)