

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'IRRIGATION ET DRAINAGE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME DU PROJET :

**DIMENTINNEMENT DU RESEAU D'IRRIGATION DU
PERMETTRE DE MEDJOUN W.CHLEF A PARTIR DE LA
RETENUE COLLINAIRE DE OUED MEDJOUN**

PRESENTE PAR :

Mr : BENBESKRI HAMZA

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
Mr : RASSOUL ABDELAZIZ	M.C.B	Président
Mme : AZIEZ WAHIBA	M.A.A	Examinatrice
Mr : YAHIAOUI SAMIR	M.A.B	Examinateur
Mr : KERID RACHID	M.A.A	Examinateur
Mme : MAZOUZI SABRA	M.A.B	Promotrice

Septembre - 2014



∞ Remerciement ∞

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes vifs remerciements :

- * Mes parents pour leur grand plaisir.*
 - * A ma promotrice Madame MAZOUZI .S pour ces conseils et ses consultations qui m'ont tout aidé a la réalisation de mon projet.*
 - * Aux membres de jury qui auront à juger et à apprécier ce travail :*
 - * A tout le corps enseignants et le personnel de l'**ENSH** qui ont contribué de près où de loin a ma formation.*
 - * Je tiens aussi a remercier mes amis qui ma aidé pendant la réalisation de projet.*
- 



∞ Dédicaces ∞

Je dédie ce modeste travail :

** A mon père qui m'a tant aidé et encourager.*

** A ma mère qui n'a pas cessé de me prodiguer.*

** A tout mes enseignants*

** A tous mes frères*

** A toute ma famille.*

** A tout(s) mes amis (s).*

** Et j'offre mes dédicaces pour tous mes amis : Fouad, Khalifa,*

Adel, Abd assalem, Mohamed ,fetah ,et tout les collègues

Et les étudiant (s).



ملخص:

قمنا في هذه المذكرة بدراسة مشروع انجاز شبكة مياه السقي لحقل مجون بمنطقة الحجاج ولاية الشلف. والذي يسعى إلى تحقيق مردود مُعتبر من ناحية الاستثمار، مُعبّرًا عن أفضل فعالية لتقنيات السقي و تسيير أنجع و مُحافظًا على الموارد المائية و نوعية التربة. هذا باستعمال أنظمة سقي حديثة و التي فرضت فعاليتها، كالسقي بالتقطير الأكثر تطورًا في الآونة الأخيرة نتيجة التقدم العلمي و التكنولوجي. و من بين مَحاسن هذا النظام تحقيق الاقتصاد المُعتبر للمياه.

Résumé :

On a étudié dans ce mémoire le projet du réseau d'irrigation de périmètre de Medjoun, située dans la zone d'EL'HADJADJ W. CHLEF. De façon à atteindre un rendement élevé de l'investissement, traduisant une meilleure efficacité du système d'irrigation et une meilleure gestion et préservation des potentialités : ressources en eau et ressources en sol. Cela par l'usage des systèmes d'irrigation modernes qui ont imposé leur fiabilité, à savoir l'irrigation localisée la meilleure développée avec l'évolution de la science et de la technologie. Ce système présente de multiples avantages, comme l'importante économie d'eau.

Abstract:

This thesis is about the study of a project of water irrigation network of Medjoun field, located in the zone of EL'HADJADJ W.CHLEF, showing a better efficiency of the irrigation system from one part, and a better management and potentialities preservation: water resource and ground resources from the other part. This is by use of modern irrigation system, which prove their reliability, i.e: localized irrigation the most developed with the evolution of science and technology. These system present many advantages like saving important water quantities.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	
Chapitre I : analyse des conditions naturelles	
I.1. Situation géographique et administrative	1
I.1.1. L'hydrographie	2
I.1.2. La géologie	2
I.2. Climatologie	2
I.2.1. Température	3
I.2.2. Pluviométrie	3
I.2.3. Le vent	3
I.2.4. Nombre de jours de sirocco	3
I.2.5. L'humidité relative	3
I.2.6. L'Evaporation total	4
I.2.7. L'insolation.....	4
I.3. Les indices climatiques	4
I.3.1. L'indice d'aridité de MARTON	4
I.3.2. Quotient pluviométrique d'EMBERGER	5
I.3.3. Diagramme ombrothermique de Gaussen	7
I.4. ressources en eaux	8
I.4.1. Conductivité électrique de l'eau.....	8
I.4.2. Le S.A.R (le pourcentage interchangeable de sodium)	8
I.5. Ressources en sol	11
I.5.1. Occupation actuelle des sols du périmètre de MEDJOUN	11
I.5.2. Les caractéristiques des sols du périmètre de MEDJOUN.....	11
A. Les sols d'apport colluviales et alluviales	11
B. Les sols calcimagnésiques	11
I.5.3. La mise en valeur	12
I.5.4. Aptitude du sol aux cultures	12
I.5.4.1. Aptitude aux cultures arbustives :	12
I.5.4.2. Aptitude aux cultures maraichères :	12
I.5.4.3. Aptitude aux cultures industrielles :	12
I.5.4.4. Aptitude à cultures céréalières et fourragères :	12
Conclusion.....	13
Chapitre II : Etude hydrologique	
II.1. Généralité	14
II.1.1. Test d'Homogénéité de la série pluviométrique.....	14
II.1.2.L'Ajustement	16
II.1.3. Traitement des données	17
II.1.4. Conclusion	21
Chapitre III : Calcul du bilan hydrique	

III-1 Introduction	22
III-2 Besoins en eau des cultures	22
III-3 Détermination de l'évapotranspiration	22
III-3-1 Définition	22
III.3.2. Méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration	22
III.3.3. Calcul de la pluie efficace	23
III.4. Détermination des besoins d'irrigation des cultures de l'assolement choisi.....	25
III.4.1. Définition	25
III.4.2. Structure d'Assolement	25
III.4.3. Calcul des besoins en eau d'irrigation pour les cultures d'assolement	25
III.4.4.1. Besoins d'irrigation de la pomme de terre précoce	27
III.4.4.2. Besoins d'irrigation de la pomme de terre tardive	27
III.4.4.3. Besoins d'irrigation de l'orge	28
III.4.4.4. Besoins d'irrigation de Poivron	29
III.4.4.5. Besoins d'irrigation de Melon	30
III.4.4.6. Besoins d'irrigation de Chou-fleur	30
III.4.4.7. Besoins d'irrigation de l'olivier	31
III.4.5. Calcul du débit spécifique pour les différentes cultures	34
III.4.5.1. Débit spécifiques	34
conclusion.....	35
Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution	
IV.1. Le débit caractéristique.....	36
IV.2. Dimensionnement du réseau de distributions	36
IV.2.1. Distribution d'eau à la demande.....	36
IV.2.2. Distribution au tour d'arrosage.....	36
IV. 3. Tour d'arrosage à la borne.....	36
IV.3.1. Tour d'arrosage au niveau de l'antenne.....	37
IV.3.2. Choix du mode de distribution	37
IV.4. calcul des débits des tronçons	37
IV.5. Optimisation des diamètres des canalisations du réseau collectif de distribution	37
IV.5.1. Les pressions	39
IV.5.2. Les vitesses	39
IV.5.3. Calcul des pertes de charges.....	40
IV.5.4. Choix du matériau des conduites.....	40
IV.6. Les équipements du réseau de distribution	43
IV.6.1. les équipements de contrôle des conduites	43
IV.6.1.1. Les vanne	43
IV.6.2.1. Les ventouses.....	44
IV.6.2.3. Les borne d'irrigation	44
IV.7. Etablissement du profil en long.....	45

Conclusion.....	45
Chapitre V : Etude de la station de pompage	
V.1.Introduction	46
V.1.1. Rôles des réservoirs	46
V.1.2. Emplacement des réservoirs	47
V.1.3. dimensionnement du réservoir.....	47
V.2. Détermination de la hauteur d'élévation calculée	48
V.3. Calcul du débit forcé	49
V.4.1. Choix du nombre pour la pompe	50
V.4.2. Dimension de la pompe	50
V.5. Détermination de la hauteur admissible d'aspiration.....	51
V.5.1. Type d'installation.....	51
V.5.2. Les caractéristiques du moteur électrique choisi	52
V.5.3. Dimensions du moteur électrique.....	52
V.6. Choix de l'équipement en amont et en aval des pompes	53
V.6.1. Les équipement en amont	53
V.6.2. Les équipement en aval	55
V.6.3. Robinet vanne	55
V.6.4. Clapet anti-retour	55
V.7. Détermination du diamètre économique de refoulement	56
V.7.1. Rendement de la station de pompage	56
V.8. Types des bâtiments des stations de pompage	59
V.8.1. Modalité de construction du bâtiment	59
V.8.2. Partie supérieure du bâtiment.....	59
V.8.3. Dimensionnement du bâtiment.....	60
a. La hauteur du bâtiment.....	60
b. Largeur du bâtiment.....	61
c. La longueur du bâtiment.....	61
d. Distance entre les ranges des pompes et les groupes électrique.....	61
e. Dimension de la marche des escaliers.....	61
f. Bureau	62
Chapitre VI : Calcul du l'installation goutte à goutte	
VI.1. Introduction	63
VI.2.Définition	63
VI.3. les composants essentiels d'une installation d'irrigation localisée	63
VI.3.1. un point de fourniture d'eau sous pression appropriée	63
VI.3.2. L'unité de tête	63
VI.3.3. La conduite principale.....	63
VI.3.4. Les porte- rampes	63
VI.3.5. Les rampes	63
VI.3.6. Les distributeurs	63
VI.4. Choix de la technique d'irrigation convenable.....	64

VI.5. Besoins en eau des cultures en irrigation localisée.....	64
VI.5.1. Besoin en eau d'irrigation	65
VI.5.2. Projection du réseau d'irrigation localisée	66
VI.5.2.1. La dose pratique.....	66
VI.5.2.2. La dose réelle nette	66
VI.5.2.3. Fréquence d'arrosage.....	67
VI.6. Dimensionnement d'un réseau d'irrigation goutte à goutte	67
VI.6.1. Généralités.....	67
VI.6.2. la culture choisie.....	68
VI.6.2.1. Besoins en eau journaliers max.....	68
VI.6.2.2. Temps maximum de travail.....	68
VI.6.2.3. Détermination des données de bases.....	68
VI.6.2.4. Dose fictive apportée	68
VI.6.2.5. Durée de l'arrosage	68
VI.6.2.6. Nombre de postes	69
VI.6.2.7. Surface d'un poste	69
VI.6.2.8. Surface correspondant à une rampe	69
VI.6.2.9. Nombre de rampes par postes	69
VI.6.3. Calcul hydraulique.....	69
VI.6.3.1. Débit	69
VI.6.3.2. Diamètre.....	70
VI.6.3.3. Perte de charge	70
VI.6.4. Conditions hydrauliques.....	70
VI.6.5. Position de porte rampe	71
VI.6.5.1. La porte rampe au milieu du poste	71
VI.6.5.2. Alimentation de la porte rampe est sur la cote	71
VI.6.5.3. Conduite d'approche	71
Conclusion	72

Chapitre VII : organisation de chantier

VII.1. Généralités	73
VII.2. Les actions reçues par les conduites.....	73
VII. 3. Exécution des travaux	74
VII.3.1. Vérification manutention des canalisations	74
VII.a. Largeur du fond de la tranchée.....	74
VII.b. Profondeur de la tranchée	74
VII.c. Choix des engins de terrassement	75
VII.3.2. Aménagement du lit de pose	76
VII.3.3. La mise en place des canalisations	76
VII.3.4. Remblais des tranchées.....	76
VII.3.5. Nettoyage des conduites.....	76
VII.3.6. Surveillance et entretien du réseau	77
VII.4. Calcul des volumes des terrassements.....	77

VII.4.1. Le réseau de distribution	77
VII.4.1.1. Calcul du volume de déblai	77
VII.4.1.2. Calcule du volume de lit de sable	78
VII.4.1.3. Calcule du volume de remblai	78
VII.4. Devis estimatif.....	80
VII.4.1. Devis estimatif du réseau de distribution	80
VII.4.2. Devis estimatif pour les accessoires	80
VII.4.4. Devis estimatif pour les ouvrages.....	80
VII.4.5. Devis estimatif hors taxe du projet.....	81
VII.4.6. Devis estimatif Total avec TVA de notre projet	81
Conclusion.....	81
Conclusion générale.....	
Bibliographie.....	

Liste des tableaux

Tableau I.1 Les températures moyennes mensuelles en°C.....	3
Tableau I.2 Précipitations moyennes mensuelles.....	4
Tableau I.3 Les vitesses moyennes mensuelles (m/s).....	4
Tableau I.4 Le nombre de jours de sirocco	4
Tableau I.5 L'humidité relative moyenne mensuelle en %.....	4
Tableau I.6 L'Evaporation total	4
Tableau I.7 L'insolation	5
Tableau I.8 Classification du climat selon Mr MARTON.....	9
Tableau I.9 Caractéristiques de retenue du MEDJOUN.....	10
Tableau I.10 concentration de l'élément physico-chimique d'eau d'irrigation.....	12
Tableau II.1 Caractéristiques principales de la station pluviométrique.....	15
Tableau II.2 Test d'homogénéité	16
Tableau II.3 La série pluviométrique.....	17
Tableau II.4 Caractéristiques des ajustements possibles.....	18
Tableau II.5 L'ajustement à la loi de Lognormale.....	20
Tableau II.6 L'ajustement à la loi de Normal.....	21
Tableau II.7 Pluie moyenne de l'année sèche	22
Tableau III.1 Évapotranspiration en mm / jour	24
Tableau III.2 Précipitations efficaces	25
Tableau III.3 Structure d'assolement	27
Tableau III.4 Besoin en eau d'irrigation de la pomme de terre précoce.....	28
Tableau III.5 Besoin en eau d'irrigation de la pomme de terre tardive.....	29
Tableau III.6 Besoin en eau d'irrigation de l'orge.....	30
Tableau III.7 Besoin en eau d'irrigation de Poivron	31
Tableau III.8 Besoin en eau d'irrigation de Mellon	31
Tableau III.9 Besoin en eau d'irrigation de Chou-fleur.....	32
Tableau III.10 Besoin en eau d'irrigation de l'olivier	32
Tableau III.11 récapitulatif des besoins en eaux des cultures.....	34
Tableau III.12 plan parcellaire	35
Tableau IV.1 les débits des traçons	38
Tableau IV.2 état des nœuds du Réseau	40
Tableau IV. état des Arcs du Réseau	40
Tableau IV.4 diamètre des ventouses adapte à la canalisation.....	43
Tableau V.1 Le bilan de consommations et l'apporte journalier d'eau	48
Tableau V.2 Dimension de la pompe	50
Tableau V.3 Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	52
Tableau V.4 dimension du moteur électrique.....	52
Tableau V.5 les dimensions des équipements amont installés	54
Tableau V.6 les dimensions des équipements aval installé	55

Tableau V.7	Détermination du diamètre économique de conduite de refoulement.....	58
Tableau VI.1	Valeur de E pour diverses textures de sol.....	65
Tableau VI.2	Résultat des calculs	66
Tableau VI.3	calcul des paramètres	67
Tableau VI.4	données générales de l'olivier	68
Tableau VI.5	calculs des paramètres de l'olivier	69
Tableau VI.6	calcul de D_{cal} de la rampe pour l'olivier	71
Tableau VI.7	calcul de D_{cal} de la porte rampe de l'olivier.....	71
Tableau VI.8	Caractéristiques hydrauliques des équipements goutte à goutte.....	72
Tableau VII.1	: calcul du volume de déblai.....	77
Tableau VII.2	: calcul du volume de sable.....	78
Tableau VI.3:	calcul du volume de remblai.....	79
Tableau VII.4:	Volumes et coût des travaux total.....	80

Liste des figures

Figure I.2	Carte de situation administrative W.CHLEF 1/15000.....	1
Figure I.3	Diagramme bioclimatique d'EMBERGER.....	7
Figure I.4	Diagramme ombrothermique de Gausson	8
Figure I.5	Diagramme de classification des eaux d'irrigation	11
Figure II.1	Ajustement à la loi Lognormale	19
Figure II.2	Ajustement à la loi Normal	19
Figure IV.1	Schéma du réseau	39
Figure IV.2	Les vannes de sectionnement.....	42
Figure IV.3	Ventouses	43
Figure IV.4	Soupape de décharge anti-bélier.....	44
Figure V.1	Schéma de la pompe choisie	51
Figure V.2	schéma du moteur électrique	53
Figure V.3	Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe.....	53
Figure V.4	Disposition des conduites d'aspiration dans le puisard.....	54
Figure V.5	Schéma indicatif de l'équipement.....	54
Figure V.6	Clapet anti-retour	55
Figure V.7	Robinet vanne	55
Figure V.8	variation des dépenses réduit annuelle en fonction du diamètre.....	58
Figure VI.	Partie essentielle d'une installation localisée.....	64
Figure VII.1	: Schéma d'une tranchée.....	75
Figure VII-2	: Pelle équipée en rétro	75

Liste des planches

Planche I – Projection du réseau de distribution

Planche II—Plan d'occupation de sol

Planche III—Profil en long de la conduite principale

Planche IV—Installation de réseau goutte à goutte

Introduction Générale

L'eau est l'élément naturel le plus précieux pour toutes les régions du globe ; c'est pourquoi, à l'heure actuelle, il est devenu absolument impératif de planifier avec une efficacité réelle l'utilisation de l'eau pour la production végétale. Mais malheureusement, cette ressource est de plus en plus rare et coûteuse.

En Algérie, Les interférences du secteur de l'hydraulique avec les autres secteurs économiques on l'occurrence le secteur de l'agriculture, ont fait de lui un élément préalable pour la concrétisation des objectifs prioritaires pour la préservation de l'eau et le développement de l'agriculture.

Le périmètre de MEDJOUN situé dans la wilaya de Chlef n'est pas épargné par ce problème qui nécessite la mobilisation de la ressource en eau ainsi qu'une bonne gestion de celle-ci.

Le présent travail a pour but d'équiper notre périmètre avec des systèmes d'irrigation qui permet l'amélioration de la l'agriculture dans cette région, en prenons en considération la rareté de l'eau et le terrain très accidenté.

Pour cela on va projeter un réseau d'irrigation goutte-à-goutte, qui est caractérisé par son économie en eau; donnant de faibles quantités d'eau pendant plusieurs jours. Le goutte-à-goutte implique un réseau dense de conduite de faible diamètre sur lesquelles sont montés des dispositifs calibrés capables de réduire la pression.

Pour bien mener ce travail nous avons scindé notre travail en sept chapitres qui sont :

- Analyse des conditions naturelles
- Etude hydrologique
- Calcul du bilan hydrique
- Dimensionnement de réseau de distribution
- Etude de la station de pompage
- Calcul de l'installation goutte à goutte
- Organisation de chantier

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

I-1-Situation géographique et administrative:

Le périmètre d'irrigation de Medjoun est situé à la zone d'EL HADJADJ à 2 Km d'environ, au Sud-est de la commune d'Ouled Ben-Abdelkader.

EL HADJADJ est limitée au nord par la daïera de CHLEF. à l'ouest par la commune de OULED BEN A.E.K et à l'est la daïera de SENDJAS et au sud la wilaya de TISSEMSILT.

La superficie irrigable est de 65 Ha, destinée à différentes cultures.



Fig I.2: Carte de situation administrative W.CHLEF 1/15000

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

I.1.1. L'hydrographie :

Des principaux oueds existants dans la commune d'EL HADJADJ sont :

Oued Medjoun

Oued Ben hamdi

Oued Sedjoun

Oued Fares el Aneb

Ces oueds ont un écoulement est- ouest, ils sont a secs, Une bonne partie de l'année en raison de la faible pluviosité de la forte évaporation.

I.1.2. La géologie :

La géologie de la zone étudiée est caractérisée par trois grands ensembles dont la répartition conditionne les principaux aspects morphologiques de la région.

-formation du quaternaire Alluvions

-formation du miocène Couverture

-formation du Crétacé Substratum

I.2. Climatologie :

Le climat de la région est caractérisé par un été sec et un hiver relativement humide.

La station météorologique, située dans la zone d'étude de la Daïera de CHLEF, nous a fourni les données des paramètres suivants :

I.2.1. Température :

On dispose des valeurs moyennes mensuelles de la température de l'air, les mesures faites à la station de Chleff qui sont continues sur une période de 36 années le tableau 1.1 montre les températures mensuelles moyennes d'après l'étude de Sogréah faite en Décembre 1983.

Tableau I.1 : Les températures moyennes mensuelles en °C (2000-2009)

mois	J	F	M	A	Mai	Juin	Juil	Ao	S	O	N	D	T _{moy} °C
T _{max} °C	11.7	13.7	16.9	19.5	24.4	29.4	31.5	30.9	26.8	23.9	17.5	13.5	21.64
T _{min} °C	7.8	8.2	13.1	14.5	17.8	25.5	27.8	27.2	24.1	18.6	13.4	9.8	17.32
T _{moy} °C	9.5	10.9	13.4	16.4	20.8	25.5	29.6	29.8	25.2	19.3	13.9	10.1	18.7

(Source ONM de CHLEF)

Les températures d'Hivers sont de l'ordre de 10°C et montent à 30°C en été.

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

I.2.2. Pluviométrie :

Les précipitations est un facteur climatique important qui nous permet de déterminer la période d'irrigation des cultures.

Le tableau I.2 montre les valeurs de la pluviométrie de la station de Chleff qui sont continus sur une période de 26 années.

Tableau I.2 : Précipitations moyennes mensuelles (1980-2013)

Mois	J	F	M	A	Mai	Juin	Juil	Ao	S	O	N	D
P(mm)	71.5	55.5	38.4	45.7	32.9	9.8	0.8	1.3	9.7	49.6	43	71.1

(Source ANRH de CHLEF)

I.2.3. Le vent :

Il s'agit d'un facteur important aussi bien sur un plan agronomique que de point de vue de l'aménagiste puisque il consiste élément déterminant dans le choix de type d'irrigation (aspersion ou gravitaire) aussi que dans l'élaboration du système de protection des périmètres (réseau de brise-vents).

Tableau I.3 Les vitesses moyennes mensuelles (m/s) (2000-2009)

Mois	J	F	M	A	Mai	Juin	Juil	Ao	S	O	N	D
V(m/s)	2.42	2.62	2.75	2.96	3.18	3.24	2.86	2.89	2.81	2.53	2.49	2.54

(Source ONM de CHLEF)

I.2.4. Nombre de jours de sirocco :

Il s'agit d'un vent du sud pouvant causer aux cultures des dégâts très importants par l'élévation brutal des températures et la diminution de l'hydrométrie de l'air qu'il entraîne.

Tableau I.4 : Le nombre de jours de sirocco

Mois	J	F	M	A	Mai	Juin	Juil	Ao	S	O	N	D
Nbr de jours	0	0	0	1	1	2	3	4	1	0	0	0

(Source ONM de CHLEF)

I.2.5. L'humidité relative :

L'humidité relative de l'air est un élément de cycle hydrologique qui contrôle l'évaporation du sol et la couverture végétale.

Les résultats d'observation sont représentés dans le tableau I.5.

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

Tableau I.5 : L'humidité relative moyenne mensuelle en %(2000-2009)

Mois	J	F	M	A	Mai	Juin	Juil	Ao	S	O	N	D
Hu(%)	77.4	73.2	67.7	63.6	55.4	42.2	38.4	41.9	51.9	60	71	76.9

(Source ONM de CHLEF)

L'examen du tableau I-5 ; montre que le mois le plus humide est le mois de Janvier et le mois le moins humide est le mois De juillet.

I.2.6. L'Evaporation total :

Tableau I.6 : L'Evaporation total en mm(2000-2009)

Mois	J	F	M	A	Mai	Juin	Juil	Ao	S	O	N	D
Eva(mm)	50	60	90	107	172	250	295	265	187	223	80	56

(Source ONM de CHLEF)

I.2.7. L'insolation :

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

Tableau I.7 : L'insolation moyenne mensuelle(2000-2009)

Mois	J	F	M	A	Mai	Juin	Juil	Ao	S	O	N	D
Insolation (h)	170	182	220	238	276	329	341	323	260	230	176	158

(Source ONM de CHLEF)

I.3. Les indices climatiques :

I.3.1. L'indice d'aridité de MARTON :

L'indice d'aridité ou MARTON, est un paramètre qui permet la classification du climat, afin de nous renseigner sur l'indisponibilité de l'irrigation par rapport au climat (voir tableau I.8). L'indice d'aridité est donné par l'expression (I-1)

$$I_A = \frac{P}{T + 100} \quad (I-1)$$

Avec :

I : Indice de MARTON

P : Précipitation annuelle moyenne de la région en (mm/an)

T : Température moyenne annuelle en (°C)

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

Tableau I.8 : Classification du climat selon Mr 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 :

$$P = 429.3 \text{ mm/an}$$

$$T = 18.7^\circ\text{C}$$

On aura :

$$I = \frac{429.3}{18,7 + 10} \approx 15$$

Selon l'indice d'aridité calculé, on constate d'après la classification ci-dessus que la région est soumise à un régime de climat Sec par conséquent, l'irrigation est Nécessaire.

I.3.2. Quotient pluviométrique d'EMBERGER :

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

$$Q = \frac{1000 \times P}{\left(\frac{M + m}{2}\right)(M - m)} \quad (\text{I-2})$$

Tel que :

P : Précipitation moyenne annuelle de la région en (mm)

M : Température moyenne maximale du mois le plus chaud en (K°)

m : Température moyenne minimale du mois le plus froid en (K°)

Pour :

$$P = 429.3 \text{ mm}$$

$$M = 31.5^\circ\text{C}$$

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

$$m = 7.8^{\circ}\text{C}$$

On aura :

$$Q = \frac{2 * 1000 * 429.3}{(31.5 + 273)^2 - (7.8 + 273)^2} \approx 62$$

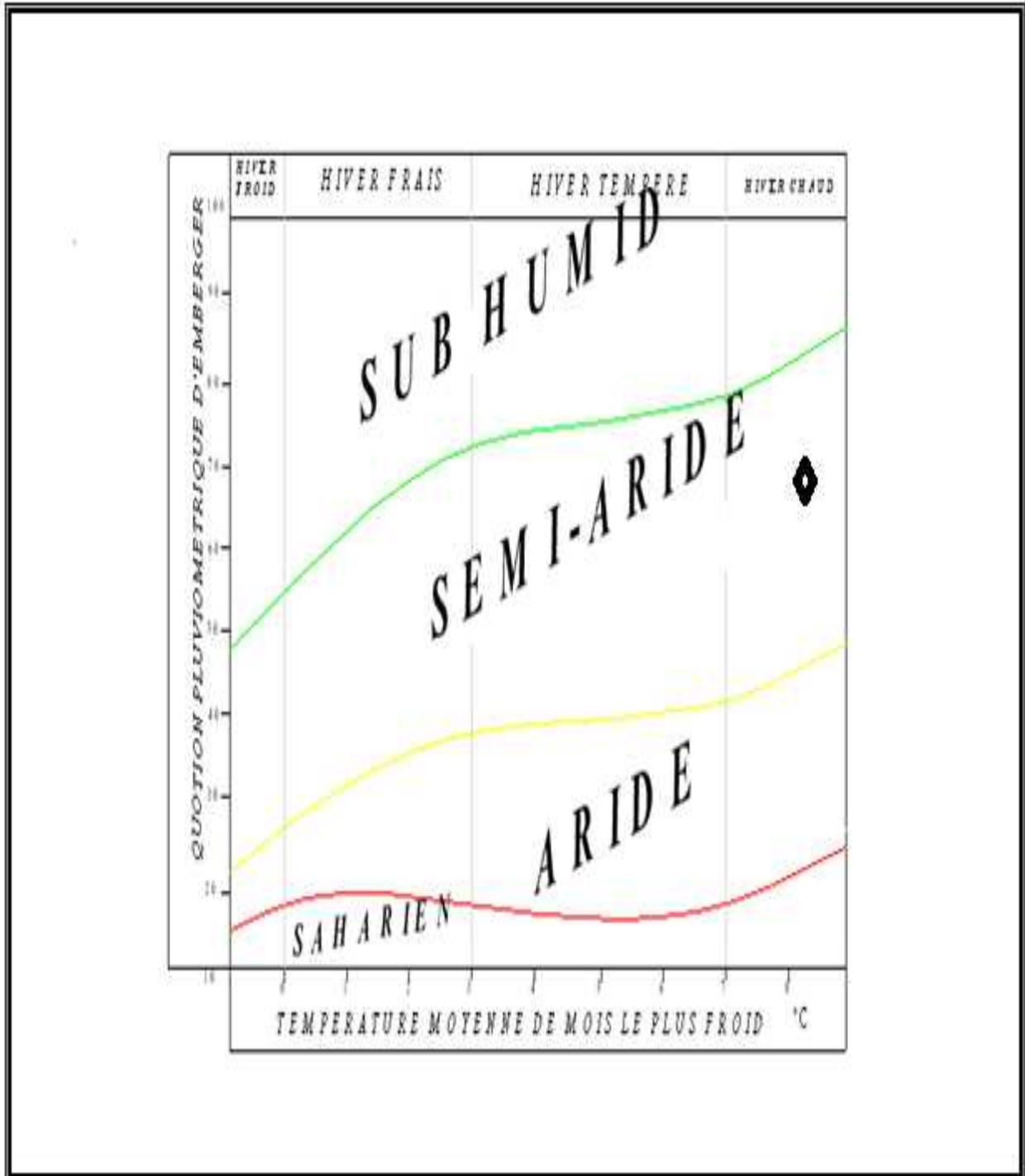


Fig. I.3: Diagramme bioclimatique d'EMBERGER

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

D'après le Diagramme bioclimatique d'Emberger (Fig. I-2), on peut dire que le climat de la région de la zone d'étude est caractérisé par :

- Etage bioclimatique : semi aride
- Sous étage : hiver frais

I.3.3. Diagramme ombrothermique de Gaussen :

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

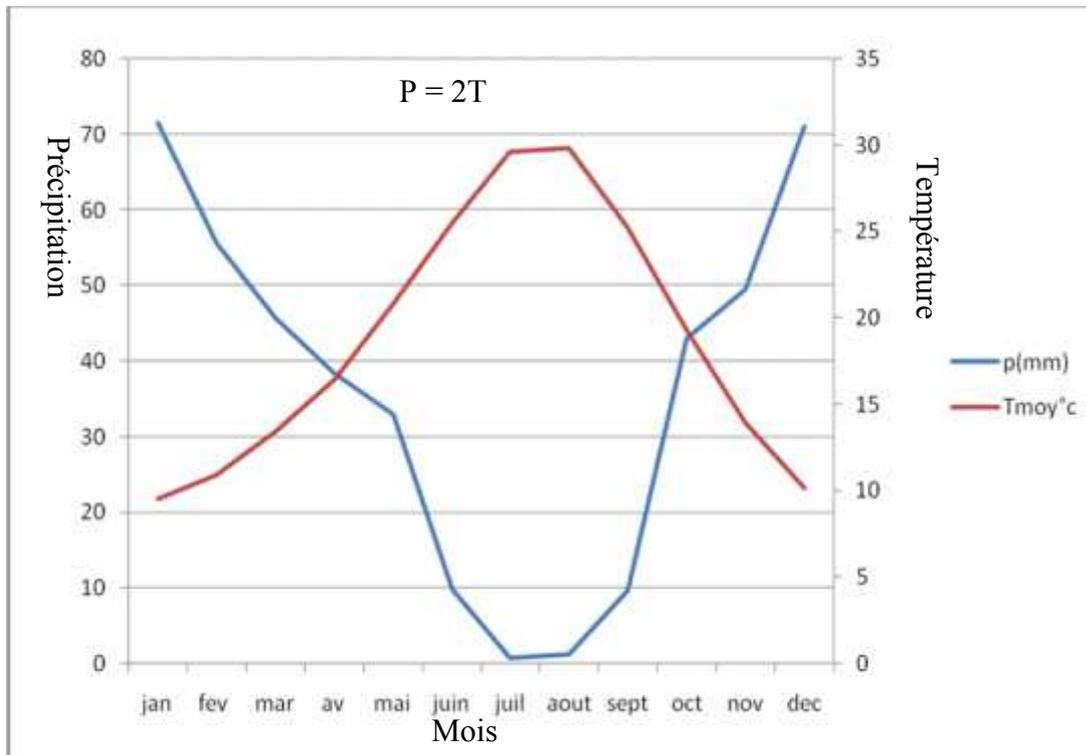


Fig. I.4: Diagramme ombrothermique de Gaussen

L'utilisation de la température moyenne et la pluviométrie nous permet de dresser la couche ombrothermique afin d'engager la période sèche et la période humide.

Le diagramme ombrothermique nous montre deux périodes bien distinctes.

-Une période sèche allant de la 2ème décade du mois de Mai jusqu'à la 3ème décade du mois d'octobre qui s'étale sur 5 mois.

-Une période humide qui dure 7 mois.

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

I.4.ressources en eaux:

Le petit barrage de MEDJOUN dont la capacité utile est de 333832 M3, est la seule ressource en eau qui existe, d'après les calculs préliminaires le petit barrage peut irriguer une surface de 65ha.

Les caractéristiques de retenue sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.9: Caractéristiques de retenue du MEDJOUN

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	M.m ³	0.032
Volume utile	M.m ³	0.182
Volume au niveau normal de la retenue	M.m ³	0.333
Cote de fond (▼fond)	m	340
Cote au niveau mort (▼NVM)	m	346.223
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	m	352.783
Cote de plus hautes eaux (▼NPHE)	m	353.783
Cote de la crête (▼crete)	m	355.143
Largeur de déversoir	m	12
Largueur en crête	m	6

I.4.1. Conductivité électrique de l'eau :

Classification américaine :

Elle est basée sur conductivité électrique à 25 °et est exprime en mmhos/cm, elle caractérise la salinité totale de l'eau

Quatre classes de risques salins ont été définies:

- C₁ risque faible CE < 250 μ s
- C₂ risque moyen Entre 250 μ s < CE < 750 μ s
- C₃ risque élève Entre 750 μ s < CE < 2250 μ s
- C₄ risque très élève CE > 2250 μ s

I.4.2. Le S.A.R (le pourcentage inchangeable de sodium):

Selon la concentration et le type d'ions présent dans l'eau pour appréciés les risque liées a une teneur relative excessive en sodium (risque alcalin) on compare celle en ions Na⁺ et

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

celle en ions Ca^{++} et Mg^{++} qui eux sont des agent de floculation au moyens du paramètres suivant

$$S.A.R = \frac{Na^+}{\left(\frac{Ca^{2+} + Mg^{2+}}{2}\right)^{0,5}} \quad (\text{Még/l}).$$

On a défini quater classes de risques alcalins

- S1 risque faible $SAR < 10$
 S2 risque moyen $10 < SAR < 18$
 S3 risque élève $18 < SAR < 26$
 S4 risque très élève $SAR > 26$

Tableau I.10 : concentration de l'élément physico-chimique d'eau d'irrigation

N°	Ca (mg/l)	mg(mg/l)	Na(mg/l)	PH (mg/l)	CE (mmhos/cm)
Echant	89	122	95	7,5-8	0.333

Source : direction des ressources d'agronomie willaya de CHLEF

Analyse :

$CE = 330 \mu s$ ($250 < CE < 750$). \Rightarrow Eau propre pour l'irrigation cependant pour éviter des futurs problèmes de salinisation, il faudra du temps pour faire du lessivage capital ou initial et non d'entretien.

Nous avons $\frac{Na^+}{Ca^{2+} + Mg^{2+}} = 0.45$; $0,45 < 1$ à 2 donc pas de danger d'alcalinisation.

$\frac{Na^+}{Ca^{2+}} = 1.06 < 5$ Donc on peut utiliser cette eau sans amendement

$$S.A.R = \frac{Na^+}{\left(\frac{Ca^{2+} + Mg^{2+}}{2}\right)^{0,5}} \quad S.A.R = \frac{95}{\left(\frac{89^2 + 122^2}{2}\right)^{0,5}} = 9,24$$

$9,24 < 10$ Donc risque faible et une eau propre à l'irrigation

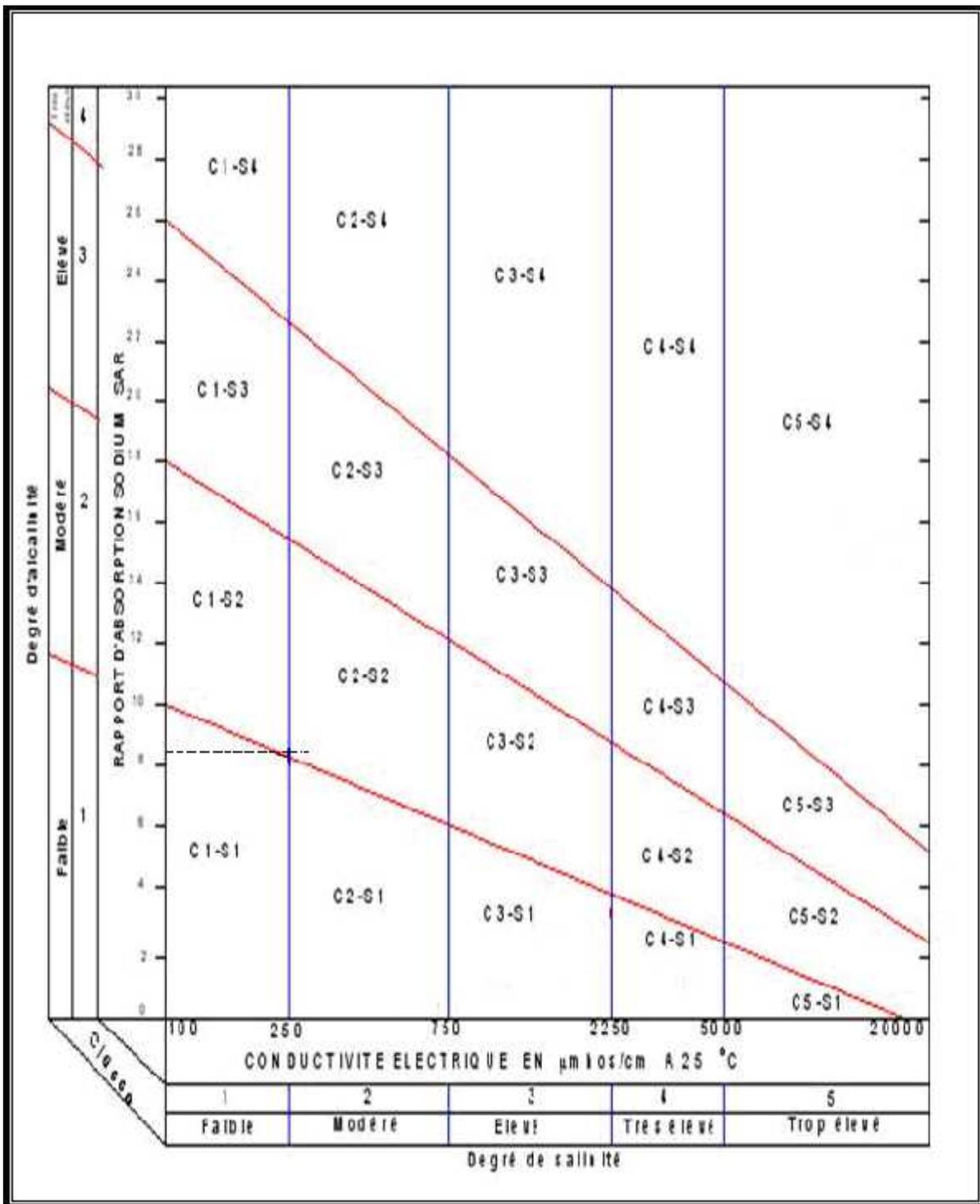


Fig I.5 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation

La classe de notre eau d'irrigation est de C2-S2

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

I.5. Ressources en sol :

Les sols rencontrés sont localisés à l'aval du petit barrage, à 4 Km d'environ, se sont des sols fertiles, aptes à l'irrigation.

I.5.1. Occupation actuelle des sols du périmètre de MEDJOUN :

Le périmètre d'irrigation de Medjoun se trouve sur la limite du périmètre d'Ouled Ben-Abdelkader.

Les sols sont occupés actuellement en majorité par des céréales et en minorité par le maraichage : ces derniers sont irrigués à partir des lechées d'eau du barrage du Sidi Yakoub. On note sur la partie Nord-est du périmètre l'existence d'un foret de pin d'Alep.

I.5.2. Les caractéristiques des sols du périmètre de MEDJOUN :

On distingue deux groupes de sols :

A. Les sols d'apport colluviales et alluviales :

Ces types de sols sont formés à partir de l'action de l'oued et affluents. Ils occupent les bourrelets et caractérisés par :

- Une texture limono argileuse
- Une profondeur importante
- Une charge en éléments grossiers de schistes et de grés moyens
- Une topographie plane et ondulé sur les collines
- Une structure polyédrique grossière
- Une couleur brun clair parfois rougeâtre.

B. Les sols calcimagnésiques :

Ils occupent les versants et sont caractérisés par :

- Une topographie plane et ondulé
- Une texture argilo limoneuse avec existante des fentes de retraits en surface
- Une profondeur importante
- Une structure polyédrique en surface
- Une couleur brun clair avec existante des concietions calcaires.

Tableau I.11 : Concentration des éléments chimique et organique

Ce (mmhos/cm)	PH	Mo (%)	C (%)	N (%)	Ca _{tot} (%)	Ca _{act} (%)	P (%)	K (%)
1,6	7,5-8	3,08	1,79	0,15	12	5	0,58	0,009
Conductivité électrique	Sol qui tend vers l'alcalin	peut évoluer	quantité faible	quantité faible	forme de trace		quantité neglegéable	quantité très faible

Source direction d'agronomie willaya de CHLEF

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

I.5.3. La mise en valeur :

Apparemment les sols de MEDJOUN ne présentent pas des contraintes pour une éventuelle mise en valeur. Néanmoins certaines travaux d'aménagement sont nécessaires à ces types de sols tels que : la fertilisation minérale et organique, labour profond au cours des périodes sèches.

I.5.4. Aptitude du sol aux cultures :

La carte des aptitudes culturales a été élaborée sur la base des propriétés morphologiques et physico-chimiques des sols.

I.5.4.1. Aptitude aux cultures arbustives :

sols possédant une aptitude bonne à moyenne. Cette catégorie doit avoir une profondeur d'au moins de 80 cm. Une texture moyenne à fine ou le taux d'élément grossier ne dépasse pas les 30% un taux de calcaire actif inférieure à 13% et un PH situé entre 5 et 7,8.

Cette catégorie regroupe les cultures suivantes : l'olivier, l'amandier et le figuier.

les mêmes exigences que la premier catégorie sauf que la texture est fine. Cette catégorie regroupe le Pêche le prunier, l'abricotier et l'olivier.

I.5.4.2. Aptitude aux cultures maraichères :

sol possédant une bonne aptitude aux cultures maraichères, ils doivent jouir d'une profondeur minimum de 50 cm, une texture moyenne fine et une conductivité électrique inférieure ou égale à 4 mmhos/cm. Les sols M_1 sont aptes à toutes les cultures maraichères sans exception.

les sols de cette catégorie doivent posséder une texture fine et une conductivité électrique proche de 4(CE >2). C'est à dire un PH légèrement alcalin. Cette catégorie regroupe les cultures suivantes : l'artichaut. Le chou-fleur, l'épinard et l'asperge.

M_3 : les sols de cette catégorie doivent avoir une texture grossière ou les éléments grossiers ne dépassant pas les 55% avec un PH proche de la neutralité. Les cultures sont : l'artichaut, l'oignon et la carotte.

I.5.4.3. Aptitude aux cultures industrielles :

Cette catégorie d'aptitude culturale doit avoir une profondeur supérieure à 0,8 m. Une texture moyenne à fine, une conductivité électrique inférieure ou égale à 2 mmhos/cm, et un taux de calcaire actif inférieur à 20%. Les cultures sont la Betterave à sucrière, le coton, le tournesol et le lin.

Elle exige des sols dont la profondeur doit être supérieure à 50 cm, et une conductivité électrique inférieure ou égale à 4 mmhos/cm. Toutes les textures lui conviennent les cultures sont pour cette catégorie sont le coton et le tournesol.

I.5.4.4. Aptitude à cultures céréalières et fourragères :

Exige des sols possèdent une profondeur inférieure à 85 cm, une texture moyenne une conductivité électrique inférieure ou égale à 2,5 mmhos/cm et une teneur en calcaire actif

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

inférieure à 25%. Les cultures sont la luzerne, le bersim, le sorgho, le blé dur, le blé tendre Et l'orge.

de même que la catégorie C₁, sauf pour la texture qui doit être grossière, les cultures sont les suivantes : le ray-grass, le blé tendre et l'orge.

CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons étudié les conditions naturelles qui nous ont amenée au résultat suivant :

Les différents paramètres que nous venons d'étudier indiquent que la zone étudiée n'est pas assez homogène sur le plan climatique. La pluviométrie présente une certaine hétérogénéité dans le temps et l'espace. Lors de cette dernière décennie le climat est devenu chaud, ce qui nous amène à dire que nous sommes toujours dans le climat semi-aride, en conséquence l'irrigation est indispensable dans une période large.

Les études pédologiques des sols et des ressources en eau réalisées au périmètre de MEDJOUN ont permis de délimiter et de classer les sols et les eaux utilisées pour l'irrigation en fonction de leurs aptitudes aux différentes cultures à irriguer.

Ces études ont permis également d'inventorier toutes les contraintes de mise en valeur et leurs répartitions spatiales sur le périmètre.

Pour beaucoup de périmètres comme pour MEDJOUN, les eaux superficielles constituent la principale source d'eau d'irrigation malgré les ressources existantes ; toute mise en valeur agricole dépendra de l'emploi rationnel et du contrôle périodique des ces sources en eau. L'utilisation inappropriée de cette dernière, dans les endroits où cette ressource est rare ou inexistante, l'irrigation sera insuffisante pour intensifier les cultures et augmenter leur rendement.

CHAPITRE II : Etude hydrologique

II.1. Généralité :

Le périmètre est situé dans une zone assez bien pourvue en station pluviométrique qui fonctionnaient pendant de longues périodes ; mais l'étude hydrologique ne concerne que la station de OULED BEN A.E.K, la série ne contient que quelques lacunes mensuelles dues à des interruptions des relevés.

Tableau II.1 : Caractéristiques principales de la station pluviométrique

Code de la station	Nom de la station	Coordonnées Lambert		L'altitude	Période de fonctionnement	Pluie moyenne annuelle
012308	OULED BEN ABK	373,4	302,85	240	34	305,3

II.1.1. Test d'Homogénéité de la série pluviométrique :

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon :

C'est le plus puissant des tests non paramétrique soient 2 variables aléatoires Y et X , représentant respectivement 2 séries de précipitations annuelles de taille N1 et N2, Y étant la série à étudier et X étant la série de base avec N2>N1. Si l'échantillon Y nouveau YUX est également issu de la même population que l'échantillon.

- On classe les éléments de ce nouvel échantillon YUX par ordre décroissant et on associe à chacune des valeurs de rang qu'elle occupe dans cette nouvelle série. Si une valeur se répète plusieurs fois, il faut lui associer le rang moyen qu'elle détermine.
- La condition pour que la série soit homogène est :
- $W_{min} < W_y < W_{max}$
- W_y : représente la $\sum \text{rangs} Y_i$ et c'est celle qui nous intéresse

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

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

- N_1 : Taille de l'échantillon X ;
- N_2 : Taille de l'échantillon Y ;

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Tableau II.2: Test d'homogénéité :

Rang	série d'origine p (mm)	Série Y (mm)	Série X (mm)	Décroissant (mm)	Y Union X
1	266,5	250,8	266,5	453,9	Y
2	177,6	298,7	177,6	433,6	Y
3	247,7	195,4	247,7	429,6	Y
4	240,9	276,2	240,9	407,3	Y
5	238	258,2	238	400	X
6	355,2	189,1	355,2	397,8	Y
7	364,2	386,1	364,2	386,1	Y
8	243,5	300,2	243,5	364,2	X
9	284,7	297,8	284,7	355,2	X
10	222	433,6	222	341	X
11	341	397,8	341	340,5	X
12	268,1	407,3	268,1	340,3	Y
13	308,3	453,9	308,3	330,3	X
14	219,6	429,6	219,6	312,2	X
15	330,3	340,3	330,3	308,3	X
16	312,2		312,2	300,2	Y
17	400		400	298,7	Y
18	340,5		340,5	297,8	Y
19	250,8			284,7	X
20	298,7			276,2	Y
21	195,4			268,1	X
22	276,2			266,5	X
23	258,2			258,2	Y
24	189,1			250,8	Y
25	386,1			247,7	X
26	300,2			243,5	X
27	297,8			240,9	X
28	433,6			238	X
29	397,8			222	X
30	407,3			219,6	X
31	453,9			195,4	Y
32	429,6			189,1	Y
33	340,3			177,6	X

CHAPITRE II : Etude hydrologique

II.1.2. L'Ajustement :

L'étude de la série s'effectue par le logiciel de l'hydrologie, ainsi que son diagramme de dispersion et son traitement. Le même logiciel fait son ajustement aux lois théoriques (Normal et Log-normale).

Tableau II.3 : La série pluviométrique

Années	sept	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	av.	mai	juin	juil.	août	Annuelle
1980/1981	3,5	4,6	11,3	91,9	18,2	59,4	26,5	37,2	13,5	0,4	0	0	266,5
1981/1982	1	8,5	0	26,7	30,6	40	25	14,8	31	0	0	0	177,6
1982/1983	5,4	62,5	84,4	32,7	0	44,6	14	4,1	0	0	0	0	247,7
1983/1984	0	2,6	24,6	43,5	53,2	12	36,7	8,6	41,7	18	0	0	240,9
1984/1985	5,5	17,5	51,8	38,4	20,4	9,6	62,4	6,7	25,7	0	0	0	238
1985/1986	5,6	6	33,2	28,9	88,4	89,2	88,5	13	0,3	0,9	0,9	0,3	355,2
1986/1987	10,2	75,4	24,9	77	49,2	98,9	3,4	5	4,2	2,8	13	0	364,2
1987/1988	6	18,5	61,2	14,3	39,6	10,7	29,3	27,8	30,2	5,9	0	0	243,5
1988/1989	3,7	12,6	15,1	69,6	9,7	21,4	56	43,7	7,7	17,2	4,2	23,8	284,7
1989/1990	27,9	8,1	19,4	8,7	48,6	1,5	27,5	59,3	20	0	1	0	222
1990/1991	0	23,2	48,1	39,9	41,4	29,9	119	13,6	14,9	4,7	1,4	4,9	341
1991/1992	0	24,8	41,5	24	3,1	53	35,3	80,6	5,8	0	0	0	268,1
1992/1993	6,6	27,2	45,4	2,5	54,2	5,7	73,1	43	32,8	11,5	6,3	0	308,3
1993/1994	21,5	35,2	18,4	19,9	47,1	6,3	54,2	12,2	0	3,4	0	1,4	219,6
1994/1995	20,1	7,6	32,1	16,9	30,7	82,6	50	57,6	23,7	0	8	1	330,3
1995/1996	7,4	18,2	3,1	28,5	47,3	8,8	56	122	12	5	0,8	3	312,2
1996/1997	19	23	34	67	49	54	65	43	23	13	9	1	400
1997/1998	25	29	31	45	68,9	51,2	55,4	23	6	0	1,2	4,8	340,5
1998/1999	33,5	21	36,5	106	2,5	7	19,4	18,2	5,5	1,7	0	0	250,8
1999/2000	11,3	84,3	59,7	38,3	49,3	16,9	2,4	24,8	11,1	0	0,6	0	298,7
2000/2001	8,5	6,5	62,8	22,4	15,1	8,1	24,6	27,8	13	2	0,9	3,7	195,4
2001/2002	4,9	15,2	64,9	18,8	66,7	36,2	5,5	28	33	2,5	0	0,5	276,2
2002/2003	5,6	31,6	30,8	23	20,4	34,9	8,8	16,4	75,3	9,9	1,5	0	258,2
2003/2004	11,9	31,6	20	53,4	7,8	39,6	20,5	1,2	0,8	0	0	2,3	189,1
2004/2005	25	17,3	53	41,6	49,7	85,1	25,9	6,9	73,8	7,8	0	0	386,1
2005/2006	21,4	1,8	23	55,3	30,9	40,1	41,6	55,8	14,2	0	15	1,4	300,2
2006/2007	31,4	45,1	45,2	11,3	23,4	18,4	38,1	9,5	50	24	1,4	0	297,8
2007/2008	19,8	57,6	72,7	69,2	43,2	12,8	43,5	84	24	0	0	6,8	433,6
2008/2009	68,7	5,5	28,7	56,3	57,2	78,1	61,4	13,5	11,9	0,7	0	15,8	397,8
2009/2010	5	37,5	79,2	32	45,2	63,1	14,1	50,3	56,9	20	0	4	407,3
2010/2011	8	27,8	115	14,5	21	86,9	31,5	135	11	0	3,6	0	453,9
2011/2012	3	42,3	104	11,1	52,9	52,5	52,2	69,4	40,4	0,9	0	1	429,6
2012/2013	18	1,6	29,2	42	70,5	61	52	31	27	6	2	0	340,3
Moyenne	13,5	25,2	42,5	38,5	38,0	40,0	40,0	36,0	22,4	4,8	2,1	2,3	305,3

CHAPITRE II : Etude hydrologique

II.1.3. Traitement des données :

La simulation des apports annuels avec le logiciel HYFRAN nous donne les résultats suivant :

Projet périmètre de MEDJOUN

Description

Nom : pluie annuelle

Unité de mesure : mm

Chiffres significatifs : 3

Définition de la période de retour : $F[x(k)] = \frac{(k - a)}{(n - 2a + 1)}$ $0 \leq a \leq 0.5$

Formule de HAZEN $a = 0,5$

Tableau II.4: Caractéristiques des ajustements possibles

Lois	Lognormal	Normale
Test d'adéquation		
Khi carré	$X^2 = 2,46$ $P = 0,755$	$X^2 = 5,55$ $P = 0,3530$
Degré de liberté	5	5
Nombre de classes	8	8
Caractéristiques	$\sigma = 77,8$ $Cv = 0,255$ $Cs = 0,781$ $Ck = 4,10$	$\sigma = 75$ $Cv = 0,246$ $Cs = 0,266$ $Ck = 2$

CHAPITRE II : Etude hydrologique

L'étude de la série s'effectue par le logiciel de l'hydrologie, ainsi que son diagramme de dispersion et son traitement. Le même logiciel fait son ajustement aux lois théoriques (Normal et Log-normale).

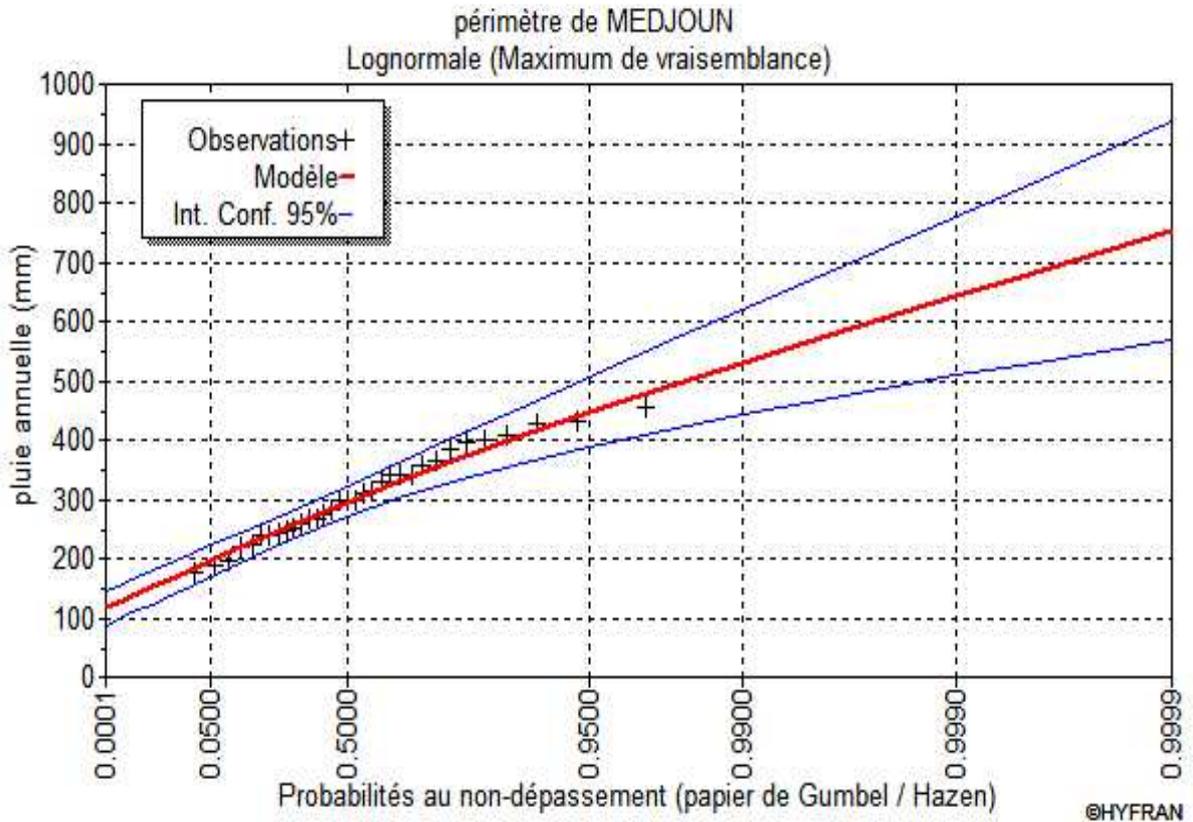


Figure II.1 Ajustement à la loi Lognormale

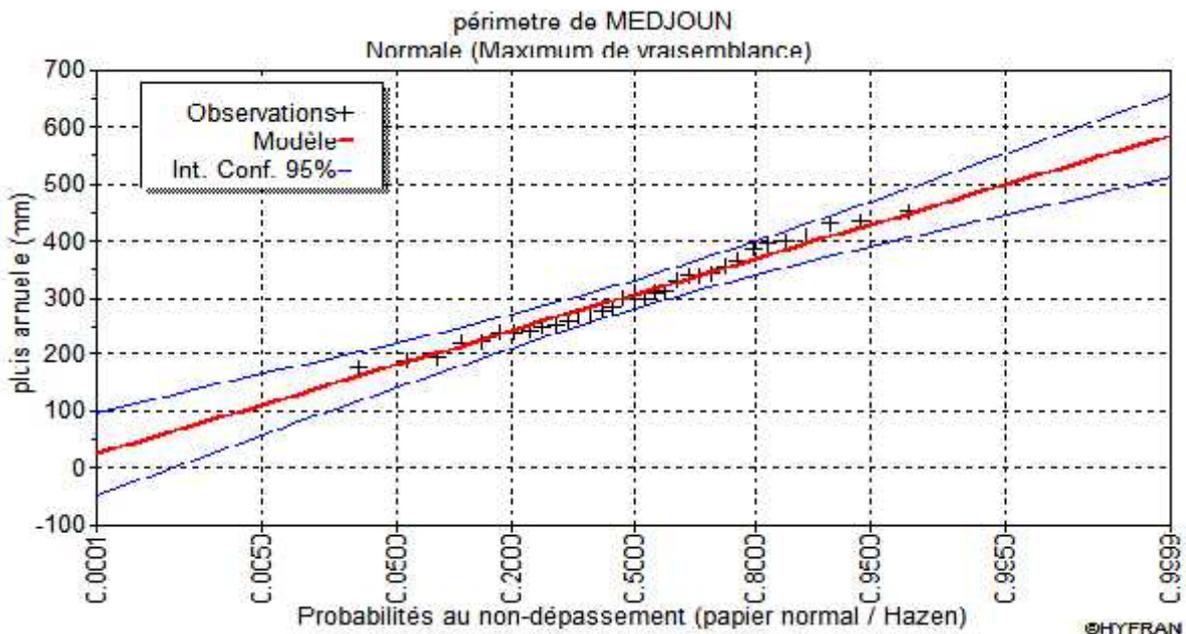


Figure II.2 Ajustement à la loi Normal

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Tableau II.5 L'ajustement à la loi de Lognormale

T	q	XT	Ecart-type	intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	752	93.7	569-936
2000.0	0.9995	676	75.7	527-824
1000.0	0.9990	643	68.3	509-777
200.0	0.9950	565	51.9	463-666
100.0	0.9900	531	45.1	442-619
50.0	0.9800	495	38.6	420-571
20.0	0.9500	447	30.2	388-506
10.0	0.9000	408	24.2	361-456
5.0	0.8000	365	18.7	329-402
3.0	0.6667	330	15.1	300-359
2.0	0.5000	296	12.9	271-321
1.4286	0.3000	259	12.1	236-283
1.2500	0.2000	240	12.2	216-264
1.1111	0.1000	215	12.7	190-239
1.0526	0.0500	196	13.2	170-222
1.0204	0.0200	177	13.8	150-204
1.0101	0.0100	165	14.0	138-193
1.0050	0.0050	155	14.2	127-183
1.0010	0.0010	136	14.5	108-165
1.0005	0.0005	130	14.5	101-158
1.0001	0.0001	116	14.4	88.0-145

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Tableau II.6 : L'ajustement à la loi de Normal

T	q	XT	Ecart-type	intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	584	37.3	511-657
2000.0	0.9995	552	33.5	486-618
1000.0	0.9990	537	31.8	475-599
200.0	0.9950	498	27.5	444-552
100.0	0.9900	480	25.4	430-529
50.0	0.9800	459	23.3	413-505
20.0	0.9500	428	20.2	389-468
10.0	0.9000	401	17.8	366-436
5.0	0.8000	368	15.3	338-398
3.0	0.6667	337	13.7	310-364
2.0	0.5000	305	13.1	279-331
1.4286	0.3000	266	14.0	238-293
1.2500	0.2000	242	15.3	212-272
1.1111	0.1000	209	17.8	174-244
1.0526	0.0500	181	20.2	142-221
1.0204	0.0200	151	23.3	105-196
1.0101	0.0100	130	25.4	80.4-180
1.0050	0.0050	112	27.5	57.7-165
1.0010	0.0010	73	31.8	10.6-135
1.0005	0.0005	58	33.5	7.76-124
1.0001	0.0001	25.8	37.3	47.2-98.8

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Conclusion :

Puisque la loi Lognormale est la plus adéquate ; Alors, nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne mensuelle. L'estimation sera pour l'année sèche de fréquence 80%, c'est à dire, pour une période de retour de 5 ans ; la formule de calcul des moyennes mensuelles de fréquence 80% est la suivante :

$$P_{i_{moy,80\%}} = P_{i_{moy}} \cdot \frac{P_{sec,80\%}}{P_{moy}} \dots\dots\dots (II-3)$$

- $P_{i_{moy,80\%}}$: Pluie moyennes du mois "i" pour une fréquence de 80% ;
- $P_{i_{moy}}$: la moyenne des pluies du mois "i" pour 34 ans d'observation ;
- $P_{sec,80\%} = 239.97\text{mm}$: pluie annuelle estimée pour une fréquence de 80% ;
- $P_{moy} = 296.31\text{mm}$: pluie moyenne annuelle pour 33 ans d'observation

Les résultats sont classés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Pluie moyenne de l'année sèche

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	jan	Févr.	mars	Avril	mai	Juin	Juill.	Août
Pi [mm]	10.93	20.41	34.42	31.18	30.77	32.39	32.39	29.16	18.14	3.89	1.70	1.86

La pluie annuelle 305.3mm/an ;
 La moyenne mensuelle 25.44mm/mois.

Calcul du bilan hydrique

III.1. Introduction :

Le régime d'irrigation c'est l'ensemble du nombre de doses et des dates d'arrosage qu'il faut appliquer aux cultures cultivées, au cours de toute leur période de végétation, dans le but de compenser le déficit hydrique dans la couche active du sol.

III.2. Besoins en eau des cultures :

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

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

III.3. Détermination de l'évapotranspiration :

III.3.1. Définition :

L'évapotranspiration se définit comme étant le rejet global de vapeur d'eau par le sol et par les feuilles d'une plante. On distingue deux types d'évapotranspiration :

- Evapotranspiration potentielle ETP
- Evapotranspiration réelle ETR

L'évapotranspiration potentielle représente la quantité d'eau évaporée, et transpirée par une végétation qui recouvrirait totalement le sol en eau n'est pas limité.

L'évapotranspiration réelle représente la quantité d'eau effectivement évaporée, à un moment donné, par le sol et la végétation.

III.3.2. Méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration :

L'évapotranspiration potentielle est rarement mesurée à l'aide de bacs, et d'évaporomètres. Le plus souvent elle est calculée par des formules à partir des données climatiques mesurées, mais ces formules (Turc, Blaney-criddle, Penman...) ne sont pas toutes équivalentes, leur représentativité varie selon les paramètres utilisés et des régions climatiques où elles ont été établies.

Les formules, les plus utilisées en Algérie sont celles de Blaney-criddle (U.S.A 1945), Turc (France 1960), et Penman (Angleterre 1948). Pour notre cas on doit utiliser la formule de Penman :

Formule de Penman

Pour calculer l'ETP au pas de temps journalier, il est préférable d'utiliser la formule de Penman-Monteith, cette formule a comme avantage, l'absence du temps journalier, de mieux prendre en compte, que celle de Penman, l'effet de la turbulence due au vent.

Calcul du bilan hydrique

La formule est la suivante :

$$ETP = \left[p^{\wedge}(t) \cdot \frac{Rn}{L} + \gamma \cdot \frac{Ea}{P(t) + \gamma} \right] \quad (III-1)$$

Avec :

Rn : rayonnement net « climatique »

Ea : pouvoir évaporant de l'air, fonction du vent et du déficit de saturation de l'air.

L : chaleur latente de vaporisation ($2,5 \cdot 10^6$ J/Kg)

γ : constante psychrométrique (0,65 hPa / °C)

$p^{\wedge}(t)$: valeur de dérivée de la fonction de pression partielle de vapeurd'eau saturante en fonction de la pression partielle de vapeur d'eau en

Le calcul se fait par le logiciel cropwat pour la détermination de l'ETP.

Tableau III.1 : Évapotranspiration en mm / jour

Mois	Tempmoy °c	Humidité %	Vent m/S	Insola. Heures	Radiation MJ/m ² .jour	ETo penman Mm/jour.
Janvier	9.5	77	2.4	6.0	9.8	1.30
Février	10.9	73	2.6	6.8	12.8	1.83
Mars	13.4	68	2.8	7.1	16.1	2.84
Avril	16.4	64	3.0	7.7	19.5	3.80
Mai	20.8	55	3.2	8.3	21.9	5.19
Juin	25.5	42	3.2	10.2	25.1	7.29
Juillet	29.6	38	2.9	10.2	24.8	7.66
Août	29.8	42	2.9	10.0	23.2	7.11
septembre	25.2	52	2.8	8.5	18.7	5.29
Octobre	19.3	60	2.5	7.7	14.6	3.60
Novembre	13.9	71	2.5	6.3	10.5	2.06
Décembre	10.1	77	2.5	5.6	8.8	1.36
Moyenne	19.45	60	2.8	7.9	17.2	4.11

III.3.3. Calcul de la pluie efficace :

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

Calcul du bilan hydrique

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

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

Les valeurs mensuelles d' ET_0 , $P_{80\%}$ et P_{eff} sont regroupées dans le tableau **III-2**

Tableau: III.2 Précipitations efficaces

Cropwat :		station climat. : Cheliff
Mois	Précipitation (mm/mois)	Pluie efficace (mm/mois)
Janvier	30.8	24.6
Février	32.4	25.9
Mars	32.4	25.9
Avril	29.2	23.4
Mai	18.1	14.5
Juin	3.9	3.1
Juillet	1.7	1.4
Août	1.9	1.5
Septembre	10.9	8.7
Octobre	20.4	16.3
Novembre	34.4	27.5
Décembre	31.2	25.0
Total de l'année	247.3	197.8

Calcul du bilan hydrique

III.4. Détermination des besoins d'irrigation des cultures de l'assolement choisi :

III.4.1. Définition :

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

III.4.2. Structure d'Assolement :

L'assolement ou la répartition spatiale des cultures sur une exploitation donnée dépend de plusieurs facteurs, à savoir des facteurs environnementaux tels que le type de climat, le type de sol, mais aussi des facteurs socio économiques. L'analyse des différentes composantes a fait que le choix des cultures repose sur certaines cultures maraichères propres à la consommation locale, l'orge et l'olivier ont été introduits car ils font parti du patrimoine agricole et sont peu consommateurs d'eau.

La ressource en eau (retenue collinaire) est de capacité moyenne.

Tableau III.3 : Structure d'assolement

MOIS	Jan	Fev	Mars	Av	Mai	Juin	Juil	Ao	Sep	Oct	Nov	Dec
Pomme de terre précoce		←				→						
Pomme de terre tardive								←				→
orge	←					→					←	→
Poivron				←					→			
Melon				←				→				
Olivier	←											→
Chou-fleur	←	→									←	→

III.4.3. Calcul des besoins en eau d'irrigation pour les cultures d'assolement :

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

$$B = ETM - (P_{eff} + RFU) \quad (III-2)$$

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

E.T.M : évapotranspiration maximale (mm / mois)

RFU : réserve facilement utilisable

$$RFU = Y (H_{cc} - H_{pf}). Da. Z \quad (III-3)$$

Calcul du bilan hydrique

Y : degré de tarissement

Da : densité apparente

Z : profondeur d'enracinement mm

Hcc : humidité à la capacité au champ

Hpf : humidité au point de flétrissement

Pef : pluie efficace

$P_{ef} = A \cdot \text{Pluie}$; ou $A = 0,8$ à $0,9$ (pour notre cas on a prendre $A = 0,8$)

L'irrigation est fait lorsque $B > 0$, (d'après la formule III-2)

Pour notre travail on a utilisé le logiciel CROPWAT

Les résultats de calcul pour les différentes cultures sont :

III.4.4.1. Besoins d'irrigation de la pomme de terre précoce :

Tableau III.4 : Besoin en eau d'irrigation de la pomme de terre précoce

Evapotranspiration de la culture et besoin d'irrigation							
Date de plantation 1 Février							
Mois	deca	Phase	Coef Kc	ETcul	ETcult mm/de	Pef mm/dec	Besoin d'irr mm/dec
				mm/jours			
Fev	1	Init	0.3	0.5	5.0	8.5	0.0
	2	Init	0.3	0.55	5.5	8.6	0.0
	3	Crois	0.32	0.69	6.9	8.6	0.0
Mar	1	Crois	0.5	1.26	12.6	8.7	3.9
	2	Crois	0.74	2.11	21.1	8.7	12.4
	3	Mi-sais	0.98	3.08	30.8	8.4	25.5
Avr	1	Mi-sais	1.02	3.55	35.5	8.2	27.3
	2	Mi-sais	1.02	3.88	38.8	8.0	30.8
	3	Mi-sais	1.02	4.35	43.5	7.0	36.6
Mai	1	Mi-sais	1.02	4.82	48.2	5.9	42.4
	2	Arr-sais	0.97	5.02	50.2	4.9	45.3
	3	Arr-sais	0.84	4.97	49.7	3.6	51.0
Jui	1	Arr-sais	0.72	4.84	48.4	2.0	46.4
Somme					403	91.4	321.6

Calcul du bilan hydrique

III.4.4.2. Besoins d'irrigation de la pomme de terre tardive :

Tableau III.5: Besoin en eau d'irrigation de la pomme de terre tardive

Evapotranspiration de la culture et besoin d'irrigation							
Date de plantation 1 Aout							
Mois	Dec	Phase	Coef Kc	ETcul	ETcult mm/de	Pef mm/dec	Besoin d'irr mm/dec
				mm/jours			
Aou	1	Init	0.3	2.21	22.1	0.3	21.8
	2	Init	0.3	2.16	21.6	0.2	21.4
	3	Crois	0.34	2.26	22.6	1.1	23.8
Sep	1	Crois	0.57	3.36	33.6	2.1	31.5
	2	Crois	0.8	4.25	42.5	2.9	39.6
	3	Mi-sais	0.99	4.67	46.7	3.8	43.0
Oct	1	Mi-sais	1.0	4.17	41.7	4.5	37.2
	2	Mi-sais	1.0	3.61	36.1	5.3	30.8
	3	Mi-sais	1.0	3.10	31.0	6.6	27.5
Nov	1	Arr-sais	1.0	2.57	25.7	8.3	17.4
	2	Arr-sais	0.91	1.88	18.8	9.8	9.0
	3	Arr-sais	0.79	1.44	14.4	9.3	5.1
Dec	1	Arr-sais	0.68	1.08	10.8	6.9	0.1
Somme					372.18	61.0	298.2

Calcul du bilan hydrique

III.4.4.3. Besoins d'irrigation de l'orge :

Tableau III.6: Besoin en eau d'irrigation de l'orge

Evapotranspiration de la culture et besoin d'irrigation							
Date de plantation 1 November							
Mois	Dec	Phase	Coef Kc	ETcul	ETcult mm/de	Pef mm/dec	Besoin d'irr mm/dec
				mm/jours			
Nov	1	Init	0.3	0.77	7.7	8.3	0.0
	2	Init	0.3	0.62	6.2	9.8	0.0
	3	Init	0.3	0.55	5.5	9.3	0.0
Dec	1	Cois	0.33	0.53	5.3	8.6	0.0
	2	Init	0.39	0.53	5.3	8.3	0.0
	3	Cois	0.45	0.6	6	8.3	0.0
Jan	1	Cois	0.51	0.68	6.8	8.2	0.0
	2	Cois	0.57	0.74	7.4	8.2	0.0
	3	Cois	0.63	0.93	9.3	8.3	1.9
Fev	1	Cois	0.69	1.15	11.5	8.5	3.0
	2	Cois	0.75	1.38	13.8	8.6	5.1
	3	Cois	0.8	1.74	17.4	8.6	5.3
Mars	1	Cois	0.86	2.14	21.4	8.7	12.7
	2	Cois	0.91	2.59	25.9	8.7	17.2
	3	Cois	0.98	3.08	30.8	8.4	25.5
Avr	1	Cois	1.04	3.61	36.1	8.2	27.8
	2	Mi-sais	1.09	4.16	41.6	8.0	33.5
	3	Mi-sais	1.12	4.75	47.5	7.0	40.6
Mai	1	Mi-sais	1.12	5.27	52.7	5.9	46.8
	2	Mi-sais	1.12	5.79	57.9	4.9	52.9
	3	Arr-sais	1.11	6.53	65.3	3.6	68.2
Juin	1	Arr-sais	0.94	6.3	63	2.0	60.9
	2	Arr-sais	0.7	5.23	52.3	0.6	51.6
	3	Arr-sais	0.48	3.65	36.5	0.5	28.6
somme					633.4	169.6	481.6

Calcul du bilan hydrique

III.4.4.4. Besoins d'irrigation de Poivron

Tableau III.7: Besoin en eau d'irrigation de Poivron

Evapotranspiration de la culture et besoin d'irrigation							
Date de plantation 10 avril							
Mois	Dec	Phase	Coef Kc	ETcul	ETcult mm/de	Pef mm/dec	Besoin d'irr mm/dec
				mm/jours			
Avr	1	Init	0.6	2.09	20.9	8.2	2.1
	2	Init	0.6	2.28	22.8	8.0	14.7
	3	Init	0.6	2.56	25.6	7.0	18.6
Mai	1	Crois	0.6	2.84	28.4	5.9	22.5
	2	Crois	0.67	3.48	34.8	4.9	29.9
	3	Crois	0.79	4.63	46.3	3.6	47.3
Juin	1	Crois	0.90	6.07	60.7	2.0	58.6
	2	Mi-sais	0.98	7.35	73.5	0.6	72.9
	3	Mi-sais	0.99	7.43	74.3	0.6	73.8
Juil	1	Mi-sais	0.99	7.49	74.9	0.6	74.3
	2	Mi-sais	0.99	7.65	76.5	0.4	76.1
	3	Arr-sais	0.96	7.24	72.4	0.4	79.2
Aout	1	Arr-sais	0.88	6.49	64.9	0.3	64.6
	2	Arr-sais	0.83	6.02	60.2	0.0	12.0
Somme					681.1	35.3	646.6

Calcul du bilan hydrique

III.4.4.5. Besoins d'irrigation de Melon :

Tableau III.8: Besoin en eau d'irrigation de Mellon

Evapotranspiration de la culture et besoin d'irrigation							
Date de plantation 10 avril							
Mois	dec	Phase	Coef Kc	ETcul	ETcult mm/de	Pef mm/dec	Besoin d'irr mm/dec
				mm/jours			
Avr	1	Init	0.5	1.74	17.4	8.2	1.7
	2	Init	0.5	1.9	19	8.0	11.0
	3	Init	0.5	2.13	21.3	7.0	14.3
Mai	1	Crois	0.53	2.5	25	5.9	19.1
	2	Crois	0.66	3.44	34.4	4.9	29.5
	3	Crois	0.81	4.78	47.8	3.6	48.9
Juin	1	Mi-sais	0.96	6.43	64.3	2.0	62.3
	2	Mi-sais	1.00	7.46	74.6	0.6	74.0
	3	Mi-sais	1.00	7.52	75.2	0.6	74.6
Juil	1	Mi-sais	1.00	7.58	75.8	0.6	75.1
	2	Arr-sais	0.99	7.7	77	0.4	76.6
	3	Arr-sais	0.87	6.6	66	0.4	72.1
Aout	1	Arr-sais	0.74	5.43	54.3	0.2	37.7
Somme					631.4	35.2	596.9

III.4.4.6. Besoins d'irrigation de Chou-fleur :

Tableau III.9: Besoin en eau d'irrigation de Chou-fleur

Evapotranspiration de la culture et besoin d'irrigation							
Date de plantation 15 octobre							
Mois	deca	Phase	Coef Kc	ETcul	ETcult mm/de	Pef mm/dec	Besoin d'irr mm/dec
				mm/jours			
Oct	1	Init	0,4	1.66	16.6	4.5	1.7
	2	Init	0,4	1.44	14.4	5.3	9.1
	3	Crois	0,47	1.44	14.4	6.6	9.3
Nov	1	Crois	0,73	1.89	18.9	8.3	10.6
	2	Mi-sais	0,99	2.05	20.5	9.8	10.7
	3	Mi-sais	1.07	1.96	19.6	9.3	10.3

Calcul du bilan hydrique

Dec	1	Mi-sais	1.07	1.70	17.0	8.6	8.5
	2	Mi-sais	1.07	1.45	14.5	8.3	6.3
	3	Mi-sais	1.07	1.43	14.3	8.3	7.5
Jan	1	Arr-sais	1.05	1.39	13.9	8.2	5.7
	2	Arr-sais	0,84	1.09	10.9	8.2	2.7
	3	Arr-sais	0,55	0.81	8.1	8.3	0.6
Fev	1	Arr-sais	0.32	0.53	5.3	5.1	0.0
somme						94.6	83

III.4.4.7. Besoins d'irrigation de l'olivier :

Tableau III.10: Besoin en eau d'irrigation de l'olivier

Evapotranspiration de la culture et besoin d'irrigation							
Date de plantation 1 mars							
Mois	dec	Phase	Coef Kc	ETcul	ETcult mm/de	Pef mm/dec	Besoin d'irr mm/dec
				mm/jours			
Mars	1	Init	0,65	1,63	16.3	8.7	7.6
	2	Init	0,65	1,84	18.4	8.7	9.7
	3	Init	0,65	2,05	20.5	8.4	14.1
Avr	1	Init	0,65	2,26	22.6	8.2	14.4
	2	Init	0,65	2,47	24.7	8.0	16.7
	3	Cois	0,65	2,77	27.7	7.0	20.7
Mai	1	Cois	0,66	3,10	31.0	5.9	25.1
	2	Cois	0,66	3,44	34.4	4.9	29.5
	3	Cois	0,67	3,96	39.6	3.6	39.9
Juin	1	Cois	0,68	4,58	45.8	2.0	43.7
	2	Cois	0,69	5.16	51.6	0.6	51.0
	3	Cois	0,70	5.26	52.6	0.6	52.0
Juil	1	Cois	0,71	5.37	53.7	0.6	53.0
	2	Cois	0,71	5.54	55.4	0.4	55.0
	3	Mi-sais	0.72	5.45	54.5	0.4	59.5
Aout	1	Mi-sais	0,72	5.33	53.3	0.3	53.0
	2	Mi-sais	0,72	5.22	52.2	0.2	52.0
	3	Mi-sais	0,72	4.76	47.6	1.1	51.2
Sept	1	Mi-sais	0,72	4.27	42.7	2.1	40.6
	2	Mi-sais	0,72	3.83	38.3	2.9	35.4
	3	Mi-sais	0,72	3.42	34.2	3.8	30.5

Calcul du bilan hydrique

Oct	1	Mi-sais	0,72	3.01	30.1	4.5	25.6
	2	Mi-sais	0,72	2.61	26.1	5.3	20.8
	3	Mi-sais	0,72	2.23	22.3	6.6	18.0
Nov	1	Mi-sais	0,72	1,86	18.6	8.3	10.3
	2	Mi-sais	0,72	1,49	14.9	9.8	5.2
	3	Arr-sais	0,72	1.32	13.2	9.3	3.9
Dec	1	Arr-sais	0,71	1.14	11.4	8.6	2.8
	2	Arr-sais	0,70	0,96	9.6	8.3	1.3
	3	Arr-sais	0,69	0,93	9.3	8.3	2.0
Jan	1	Arr-sais	0,68	0,90	9.0	8.2	0.8
	2	Arr-sais	0,67	0,87	8.7	8.2	0.6
	3	Arr-sais	0,66	0,98	9.8	8.3	2.5
Fev	1	Arr-sais	0,65	1.08	10.8	8.5	2.3
	2	Arr-sais	0,64	1,18	11.8	8.6	3.2
	3	Arr-sais	0,64	1,38	13.8	8.6	2.4
Somme					1054.1	198.0	824.4

Calcul du bilan hydrique

Tableau III.11:récapitulatif des besoins en eaux des cultures

Cultures	J	F	M	A	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
P.de terre précoce	-	0	41.8	94.7	138.7	46.4	-	-	-	-	-	-	321.6
p.de terre tardive	-	-	-	-	-	-	-	67	104.1	95.5	31.5	0.1	298.2
Poivron	-	-	-	35.4	100.7	204.3	229.6	76.6	-	-	-	-	646.6
Melon	-	-	-	27	97.5	210.9	223.8	37.7	-	-	-	-	596.9
Chou-fleur	9	0	-	-	-	-	-	-	-	20.1	31.6	22.3	83
Orge	1.9	13.4	55.4	101.9	167.9	141.1	-	-	-	-	0	0	481.6
Olivier	3.9	7.9	31.4	51.8	76.2	134.6	166	156.2	106.5	64.4	19.4	6.1	824.4
Total	14.8	21.3	128.6	310.8	590	738.3	619.4	337.5	210.6	180	82.5	28.5	3262.3

Calcul du bilan hydrique

III.4.5. Calcul du débit spécifique pour les différentes cultures :

III.4.5.1. Débit spécifiques :

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

$$q = \frac{B_{point} \cdot 10 \cdot 10^3}{3600 \times E \times D \times J} \quad (\text{l/s/ha}) \quad \text{(III-4)}$$

q : le débit spécifique.

B_{POINT} : les besoins en eau des cultures en mois de pointe, c'est le déficit agricole exprimé en mm.

E : l'efficacité moyenne d'irrigation (75%).

D : nombre d'heures de fonctionnement par jour (le réseau fonctionne 18^h/24 en période de pointe).

J : nombre de jours de fonctionnement par mois (le réseau fonctionne 26J/mois)

Le Débit spécifique de mois de point (juin) de la culture la plus exigeante:

$$q = \frac{210,9 \cdot 10 \cdot 10^3}{3600 \times 0,75 \times 18 \times 26} = 1,67 \quad (\text{l/s/ha})$$

Le débit de pointe pris en considération pour le calcul hydraulique des canalisations est celui de la culture la plus exigeante 1,67 l/s/ha, correspondant au mois de juin.

Tableau III.12: plan parcellaire

spécifications	Superficie (ha)	Besoins (mm)	Besoins (mm)
P.de terre précoce	14.19	321.6	45635.04
p.de terre tardive	16.88	298.2	50336.16
Poivron	4.4	646.6	28450.4
Melon	4.4	596.9	26263.6
Chou-fleur	3.36	83	2788.8
Orge	13.22	481.6	63667.52
Olivier	8.55	824.4	70486.2
Total	65	3262.3	287627.72

Calcul du bilan hydrique

Conclusion

L'étude qui a été faite au niveau de notre région dans le but de déterminer la méthode de calcul de l'évapotranspiration la plus favorable (méthode de Penman qui prend en considération les principaux facteurs climatiques), la connaissance des apports, des pertes d'eau et les besoins en eau des plantes, nous ont permis de déterminer les besoins en eau d'irrigation .

En conclusion, les besoins en eau pour la surface agricole utile retenue (SAU) de 65ha, sont de l'ordre de 287627.72 m³/an et seront satisfaits à partir du volume de 333833 m³/an alloué au périmètre de Medjoun et provenant du petit barrage de Medjoun

Dimensionnement du réseau de distribution

IV.1. Le débit caractéristique :

Le calcul des débits caractéristiques permet de définir le débit maximum que le système de dessert aura à fournir pour l'irrigation de chaque parcelle, Il est déterminé en multipliant le débit de pointe par la surface agricole utile comme il est indiqué par la formule suivante :

$$Q_{\text{car}} = q \cdot F$$

q : débit spécifique de mois de pointe = 1.67 l/s/ha

F : la superficie totale = 65 ha

Alors : $Q_{\text{car}} = q \cdot F = 1,67 \cdot 65 = 108.55 \text{ l/s}$

$$Q_{\text{car}} = 108.55 \text{ l/s} = 9378.72 \text{ m}^3/\text{jr} = 390.78 \text{ m}^3/\text{h}.$$

IV.2. Dimensionnement du réseau de distributions :

Un réseau collectif de distribution peut fonctionner en plusieurs modes parmi eux :

IV.2.1. Distribution d'eau à la demande :

Dans ce mode chaque irrigant étant libre d'utiliser le débit qu'il a souscrit à toute heure du jour ou de la nuit. L'organisme de gestion du réseau vend l'eau sur la base des débits souscrits à l'irrigant et les volumes effectivement prélevés. Ce pendant le débit affecté à une prise sera supérieur au débit fictif continu. De là, un limiteur de débit, monté sur chaque prise d'irrigation, qui va interdire le dépassement du débit souscrit est indispensable. La pression à assurer à l'amont du réseau collectif est généralement de l'ordre de 3.5 à 4.5 bars, correspondant à une irrigation avec asperseurs à moyenne pression.

IV.2.2. Distribution au tour d'arrosage :

Elle est inspirée du mode de desserte spécifique des réseaux d'irrigation de surface avec réseau collectif constitué de canaux à ciel ouvert dont le débit transité par chaque tertiaire correspond au module d'irrigation et cela successivement pour tous les îlots dépendant de ce tertiaire, l'analogie des systèmes de distribution sous pression au réseaux de surfaces c'est traduite par deux modalités de fonctionnement.

IV. 3. Tour d'arrosage à la borne :

Chacune des bornes représentant le tertiaire dans le réseau de surface, reçoit un débit correspondant au débit fictif continu ce qui constitue alors le module d'irrigation qui est utilisé successivement par les différentes prises de la borne.

Dimensionnement du réseau de distribution

IV.3.1. Tour d'arrosage au niveau de l'antenne :

Dans le cas des petites propriétés, les modules disponibles en appliquant la modalité précédente pourront être trop faibles. On peut alors songer à regrouper plusieurs bornes sur une antenne donnée. Le débit fictif continu relatif aux superficies irriguées desservies par cette antenne constituera le module d'irrigation successivement délivré aux différentes prises de l'antenne, ce principe d'organisation correspond à un tour d'eau à module variable, ou l'antenne joue le même rôle que le tertiaire de l'irrigation de surface.

IV.3.2. Choix du mode de distribution :

Bien que le débit à desservir dans le mode de distribution à la demande soit supérieur au débit fictif continu, ce qui engendre un coût d'investissement relativement supérieur à celui du mode de distribution au tour d'arrosage, n'entraîne pas de sujétions de la part de l'irrigant (nombre d'heurs d'irrigation fixe à l'avance avec liberté d'utilisation permettant même les interventions de nuit). De là, et sur tout dans notre pays ou Les campagnes de sensibilisation des agriculteurs sont presque existantes.

IV.4. calcul des débits des tronçons :

Tableau IV.1: les débits des tronçons

Le débit spécifique	Surfaces (ha)	Q (l/s)
1.67	13.22	22.08
1.67	4.4	7.35
1.67	8.55	14.28
1.67	4.4	7.35
1.67	3.36	5.61
1.67	16.88	28.19
1.67	14.19	23.7

IV.5. Optimisation des diamètres des canalisations du réseau collectif de distribution :

Ayant déterminé les débits de pointe à transiter. On est amené à calculer les diamètres des canalisations satisfaisant aux conditions techniques et donnant le coût minimum. Pour ce faire, on doit disposer des données suivantes :

- Tracé du réseau, donc longueur de chaque tronçon.
- Débit à transiter pour chaque tronçon.
- Conditions aux limites aval, c à d côtes piézométriques minimum à assurer.
- Condition à la limite amont, côte piézométriques disponible à l'entrée du réseau.
- Vitesse minimum et maximum admises dans les tuyaux.

Dimensionnement du réseau de distribution

Schéma du réseau :

Pour notre travail on a utilisé le logiciel EPANET

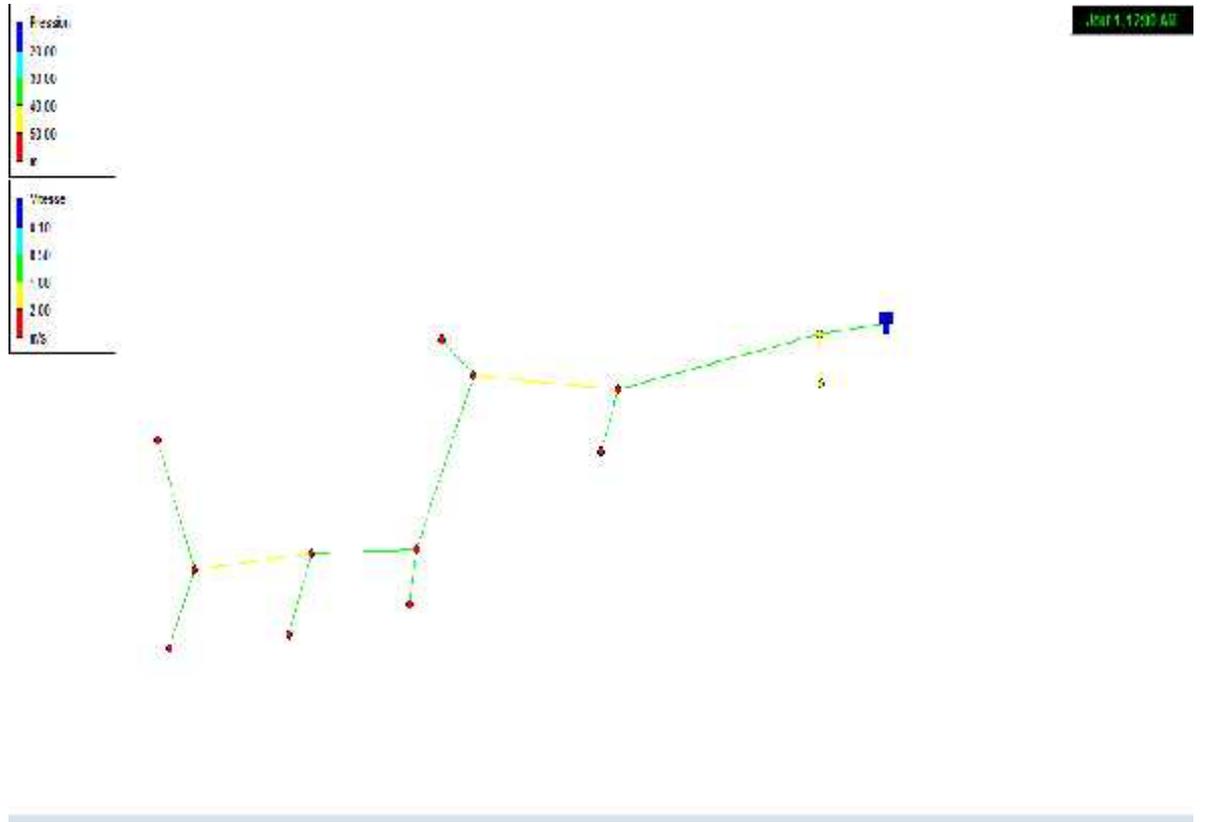


Fig IV -1: Schéma du réseau

Dimensionnement du réseau de distribution

IV.5.1. Les pressions :

La pression à assurer à l'amont du réseau collectif est généralement de l'ordre de 3.5 à 4.5 bars, correspondant à une irrigation avec asperseurs à moyenne pression.

Tableau IV.2: état des nœuds du Réseau

Les bornes	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)
B 01	218	253.20	35.20
B 02	206	251.47	45.47
B 03	203	251.58	48.58
B 04	197.5	250.83	53.33
B 05	196	250.95	53.45
B 06	194	248.60	54.60
B 07	192	249.57	57.57
Réservoir	250	254.00	4.00

Dimensionnement du réseau de distribution

IV.5.2. Les vitesses :

La fixation d'un seuil minimum de vitesse admissible dans les conduites ,ne correspond pas véritablement à un impératif technique et n'a pour objectif , que l'introduction d'un seuil raisonnable de diamètre maximum envisagé , pour transiter un débit donné .Ceci nous permettra d'accélérer le calcul d'optimisation . Par contre, la fixation d'un seuil maximum de vitesse tolérée correspond à un compromis entre :

- La recherche d'économisée le coût d'investissement.
- Les risqué de corrosion.

En général dans le projet d'irrigation on prend la vitesse entre (0,5-2) m/s.

Tableau IV.3 : état des Arcs du Réseau

Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (m ³ /h)	Vitesse (m/s)	DH (m/km)
Tuyau 1	452.31	400	390.82	0.86	1.34
Tuyau 2	31.62	160	79.49	1.10	6.17
Tuyau 3	484.3	315	311.33	1.11	2.81
Tuyau 4	109.74	110	26.46	0.77	5.16
Tuyau 5	114.82	315	284.87	1.02	2.39
Tuyau 6	46.93	160	51.41	0.71	2.82
Tuyau 7	145.45	250	233.46	1.32	5.07
Tuyau 8	14.3	110	26.46	0.77	5.17
Tuyau 9	167.06	250	207.00	1.17	4.07
Tuyau 10	20.53	90	20.20	0.88	8.33
Tuyau 11	206.7	250	186.80	1.06	3.38
Tuyau 12	22.25	200	101.48	0.90	3.28
Tuyau 13	148.43	160	85.32	1.18	7.02

Dimensionnement du réseau de distribution

IV.5.3. Calcul des pertes de charges:

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^2}{D^m}$$

D: Diamètre de la conduite (mm)

ΔH : Perte de charge (m)

Q : débit m³/s

K: rugosité de la conduite pour PE (K= 0.001052 et m = 4.772)⁽¹⁾

Les pertes de charge linéaire sont déterminées à partir de la formule de **DARCY-WEISBACH** :

$$\Delta H_L = \frac{L \lambda V^2}{2 g D}$$

Où V : est la vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).

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

L : longueur de la conduite (m)

D : diamètre intérieur de la conduite (m).

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

$$\lambda = f\left(\text{Re}, \frac{\varepsilon}{D}\right)$$

Re : nombre de **REYNOLDS**

ε : coefficient de rugosité équivalente de la paroi

Pour le tube PE D ≤ 200mm ; $\varepsilon = 0.01\text{mm}$

$$D \geq 200\text{mm} ; \varepsilon = 0.02\text{mm} \quad \text{Re} = \frac{VD}{\nu}$$

V : vitesse d'écoulement (m/s).

ν : Viscosité cinématique de l'eau, à 20°C $\nu = 1.01 \times 10^{-6} \text{m}^2 / \text{s}$

IV.5.4. Choix du matériau des conduites :

Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites sont le PEHD et l'amiante de ciment.

PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, son collage se fait par chauffage.

Ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

Dimensionnement du réseau de distribution

Amiante Ciment :

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

-Sur le plan technique :

Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ; Adaptation aux terrains de pose ; Bonne étanchéité ; Facilité d'entretien et de mise en service.

-Sur le plan économique :

Du prix de la fourniture et du transport ; De leur disponibilité sur le marché local.

Remarque : Dans notre projet, nous optons pour des conduites en **PEHD**.

Dimensionnement du réseau de distribution

IV.6. Les équipements du réseau de distribution :

IV.6.1. les équipements de contrôle des conduites :

IV.6.1.1. Les vanne :

Leur utilité dans les réseaux d'irrigation est d'isoler les appareils placés en dérivation sur le réseau (ventouses, clapet d'entrée d'air, soupapes de décharge...), de réaliser les ouvrages de vidange des conduites et d'isoler des parties du réseau sur lesquelles il sera possible d'intervenir (réparation ou réalisation d'un piquage) sans faire arrêter complètement le réseau d'irrigation

Pour bien équiper notre réseau, conformément aux normes, tout groupe de dizaine de bornes sera équipé d'une vanne de sectionnement en tête. Il en sera de même pour toute borne isolée qui sera dotée d'une vanne de sectionnement en tête, sauf dans le cas où la canalisation reliant la conduite secondaire à la borne est inférieure à 50m la vanne sera placée près de la borne.

Pour le sectionnement des conduites ; on utilise deux types de vannes, vanne à opercule à cage ronde pour les diamètres supérieurs à 300mm et des vannes à papillon pour les diamètres plus importants.



Fig IV.2 : Les vannes de sectionnement

Dimensionnement du réseau de distribution

IV.6.2.1. Les ventouses :

Les ventouses sont utilisées pour le dégazage des conduites en service, l'évacuation de l'air lors du remplissage et l'entrée d'air lors de la vidange. Ce qui peut remédier au coup de bélier engendré par les surpressions ayant naissance, en fin de purge, à l'annulation brutale de la vitesse de l'eau qui s'écoulait pour se substituer à l'air purgé, ou encore lors de l'évacuation d'air qui se produit de manière accidentelle à l'ouverture de la vanne de garde d'une borne alors qu'une poche d'air s'était accumulée.

Le principe de fonctionnement d'une ventouse est basé sur un flotteur qui obture un orifice situé au sommet de la ventouse, si de l'air s'accumule dans le corps de la ventouse, le flotteur descend et libère l'orifice jusqu'à expulsion complète de l'air accumulé.

Les ventouses sont placées aux points hauts des adductions et systématiquement entre deux vannes. Elles sont choisies directement en fonction du diamètre de la conduite. Ce qui est montré dans le tableau suivant :

Tableau IV.4:diamètre des ventouses adapte à la canalisation

Diamètre de la conduite	Type de ventouse
$D < 500$ mm	D = 80mm
$500 < D < 1200$	D= 100mm



Fig IV.3 : Ventouses

IV.6.2.3. Les borne d'irrigation :

La borne d'arrosage constitue un appareil compact, plus particulièrement étudié pour les réseaux fonctionnant à la demande et cumulant plusieurs fonctions, l'arrêt ou mise en service de la borne, desserte à un ou plusieurs usagers disposant chacun d'une prise individuelle, régulation de la pression, limitation du débit prélevé par chaque prise à la valeur maximale affectée à l'utilisateur par conséquent comptage des volumes débités par chaque prise et en fin la protection contre le gel et le ventousage.

Dimensionnement du réseau de distribution

IV.7. Etablissement du profil en long :

L'établissement du profil en long de la conduite maîtresse du réseau de distribution est fait sur la base des conditions technique ci-après :

La hauteur minimale de couverture est de 1.1 mètre au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.

La hauteur maximale de fouilles est de 2 mètre.

La pente minimale imposée de la conduite descendante : 0.0108 pour $D = 315\text{mm}$.

Conclusion

A travers ce chapitre, on a dégagé les principales caractéristiques de notre réseau de distribution.

Ce réseau est constitué d'un réservoir de 500m^3 , une conduite d'amenée avec un linéaire totale de 452,31m de diamètre 400mm et 1140,18m constitue la conduite principale avec les diamètres 400, 315, 250 200mm.

CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

V.1.Introduction :

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

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

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

La station de pompage doit être équipée de :

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

V.1.1 Rôles des réservoirs :

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

- Rôle d'emménagement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les autres heures où la consommation devient importante.
- Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que des faibles pressions apparaissent aux points les plus éloignés du réservoir principal, on construit dans cette zone un deuxième réservoir appelé réservoir d'extrémité.
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée
- Jouer le rôle d'un relais.
- Régulariser le débit entrant et le débit sortant.

CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

V.1.2. Emplacement des réservoirs :

L'emplacement d'un réservoir pose souvent un problème, à cet effet

On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de périmètre.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre à alimenter.
- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à assurer la pression nécessaire Vers un deuxième réservoir

V.1.3. dimensionnement du réservoir :

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

B_{net} : besoin net, d'irrigation par mois=362,55mm/mois

Le nombre des heures de pompage par jour= 4 heures ce qui nous permet de déterminer la valeur d'apport de = 25% chaque heure.

Le nombre des heures d'irrigation par jour=18heurs ce qui nous permet de déterminer la valeur de consommation=5.55% chaque heure.

CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

Tableau V.1 : Le bilan de consommations et l'apporte journalier d'eau

Heur (h)	Apporte (%)	consommation (%)	Stockage (%)	Déstockage (%)	Volume (%)
1	0	0	0	0	11.2
2	0	0	0	0	11.2
3	0	0	0	0	11.2
4	0	5.56		5.6	5.6
5	0	5.56		5.6	0
6	25	5.55	19.45		19.45
7	25	5.55	19.45		38.9
8	25	5.55	19.45		58.35
9	25	5.55	19.45		77.8
10	0	5.55		5.55	72.25
11	0	5.55		5.55	66.7
12	0	5.55		5.55	61.15
13	0	5.55		5.55	55.6
14	0	5.55		5.55	50.05
15	0	5.55		5.55	44.5
16	0	5.55		5.55	38.95
17	0	5.55		5.55	33.4
18	0	5.55		5.55	27.85
19	0	5.55		5.55	22.3
20	0	5.55		5.55	16.75
21	0	5.55		5.55	11.2
22	0	0	0		11.2
23	0	0	0		11.2
24	0	0	0		11.2

Le volume du réservoir sera égal :

$$V_u = \frac{77,8 * 390,78}{100} = 304,03m^3$$

On prend un volume de $V = 500m^3$

La forme géométrique de notre réservoir est circulaire il est sur élever

Les dimensions du réservoir sont de 12m de diamètre, et 4m de hauteur

La hauteur élévation est de 5m

CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

V.2. Détermination de la hauteur d'élévation calculée :

La hauteur d'élévation se calcule comme suivant :

$$H_{cal} = h_a + h_r + \sum h_p(asp) + \sum h_p(ref) + P_{exh} \quad (5)$$

Avec :

- h_a : Hauteur d'aspiration (m) ;
- h_r : Hauteur de refoulement (m) ;
- $\sum h_p(asp)$: Pertes de charges à l'aspiration (m) ;
- $\sum h_p(ref)$: Pertes de charges au refoulement (m) ;
- P_{exh} : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur)
= (1,0÷1,5) m ; On prend $P_{exh} = 1$ m

Pour notre cas : H_g : hauteur géométrique

$$H_g = (\text{cote de refoulement} + h_0) - (\text{cote d'aspiration})$$

Tel que :

h_0 : hauteur d'eau du réservoir = constante = 4m

$$H_g = (370+4) - 353 = 21\text{m} \quad H_g = 21\text{m}$$

$$\begin{aligned} \sum h_p &= \sum h_p(asp) + \sum h_p(ref) \\ &= (1,15 \div 1,3) \sum h_p(ref)^{lin} \quad (\text{pour } Q < 3 \text{ m}^3/\text{s}) \end{aligned}$$

Et :

$$\text{Pour } L_{ref} = 1000 \text{ m on a } \sum h_p(ref)^{lin} = 4\text{m} \quad (5)$$

Notre conduite de refoulement à une longueur de 2975 m.

D'où:

$$h_p(ref)^{lin} = \frac{2975}{1000} * 4 = 11,9 \text{ m}$$

$$\sum h_p(ref)^{lin} = 11,9\text{m}$$

$$\sum h_p = 1,2 * 11,9 = 14,28 \text{ m}$$

Donc :

$$H_{cal} = 21 + 14,28 + 1 = 35,28 \text{ m} \quad H_{cal} = 35,28 \text{ m}$$

V.3. Calcul du débit forcé :

Le débit forcé est donné par la formule suivante :

$$Q_f = Q_{eq} + \frac{W1 + W2}{T}$$

Avec :

Q_{eq} : Débit d'équipement ;

$$Q_{eq} = \alpha \frac{W_j}{T}, \quad W_j/T = Q_{moyj} = 108,55 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

α : Coefficient de correction, on prend $\alpha = 1,06$;

$$Q_{eq} = 1,06 * 108,55 \cdot 10^{-3} = 115,063 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{eq} = 115,063 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$. W_1 : \text{Volume d'eau en excès} = 115,063 \cdot 10^{-3} \cdot 4.3600 = 1656,91 \text{ m}^3 ;$$

CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

W_2 : Volume réservé pour autres besoins = 50 m^3 , $T = 24 \text{ h}$;

$$Q_f = 108,55 \cdot 10^{-3} + \frac{1656,91 + 50}{24 \cdot 3600} = 128,31 \cdot 10^{-3} \quad \mathbf{Q_f = 128,31 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} = 461,92 \text{ m}^3/\text{h}}$$

On a le coefficient $X = \frac{Q_f}{Q_{eq}} = \frac{128,31}{115,063} = 1,12$ (5)

Remarque :

D'après les calculs on remarque que le rapport X est dans la fourchette de 1,2 et 2, Donc on accepte ce débit forcé.

V.4 Détermination du nombre de pompes :

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompes qui assure un débit total égal à ce débit maximum.

Le nombre des pompes principales repose sur le rendement, la puissance, l'encombrement....

Pour le choix des pompes on a utilisé des pompes centrifuges monocellulaires.

Les critères à respecter dans le choix sont :

Nombre minimal de pompes

Rendement plus important.

NPSH requis minimum.

Puissance absorbée minimale

Le nombre de tours par min plus important

V.4.1. Choix du nombre pour la pompe :

1/ pour $n=1$:

Pour une seule pompe on a :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{128,31 \cdot 10^{-3}}{1} = 128,31 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} = 461,92 \text{ m}^3 / h$$

D'autre part on a $H_{cal} = 35,28 \text{ m}$

D'après le logiciel caprari on ne trouve pas une pompe centrifuge qui assure un débit de $461,92 \text{ m}^3/\text{h}$ et une hauteur $H_{cal} = 35,28$. Donc cette variante est éliminer.

2/ pour $n=2$:

Pour deux pompes on a :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{128,31 \cdot 10^{-3}}{2} = 64,16 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} = 230,96 \text{ m}^3 / h$$

D'autre part on a $H_{cal} = 35,28 \text{ m}$

CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

D'après le logiciel caprari on a trouvé une pompe centrifuge horizontale qui assure un débit de $230,96 \text{ m}^3/\text{h}$ et une hauteur $H_{cal} = 35,28 \text{ m}$ qui a comme désignation MEC-A4/125

Les caractéristiques de la pompe choisi :

Débit $Q = 129 \text{ l/s}$

Hauteur manométrique totale $H = 41,8 \text{ m}$

Diamètre d'orifice d'aspiration $DN_a = 150 \text{ mm}$

Diamètre d'orifice refoulement $DN_r = 125 \text{ mm}$

Puissance absorbée $P_a = 31,8 \text{ Kw}$.

$NPSH_r = 2,55 \text{ m}$

Le rendement $\eta = 73\%$

le nombre de pompes qu'on a choisi c'est deux pompes avec une pompe de secoure

V.4.2. Dimension de la pompe :

Tableau V.2 : Dimension de la pompe

A	A	B	b	c	C	D	d	DNa	DNm	e
42	819	199	45	12	305	315	8	150	125	105
E	F	G	H	I	L	M	N	O	P	T
165	415	24	288	295	250	280	425	270	303	24

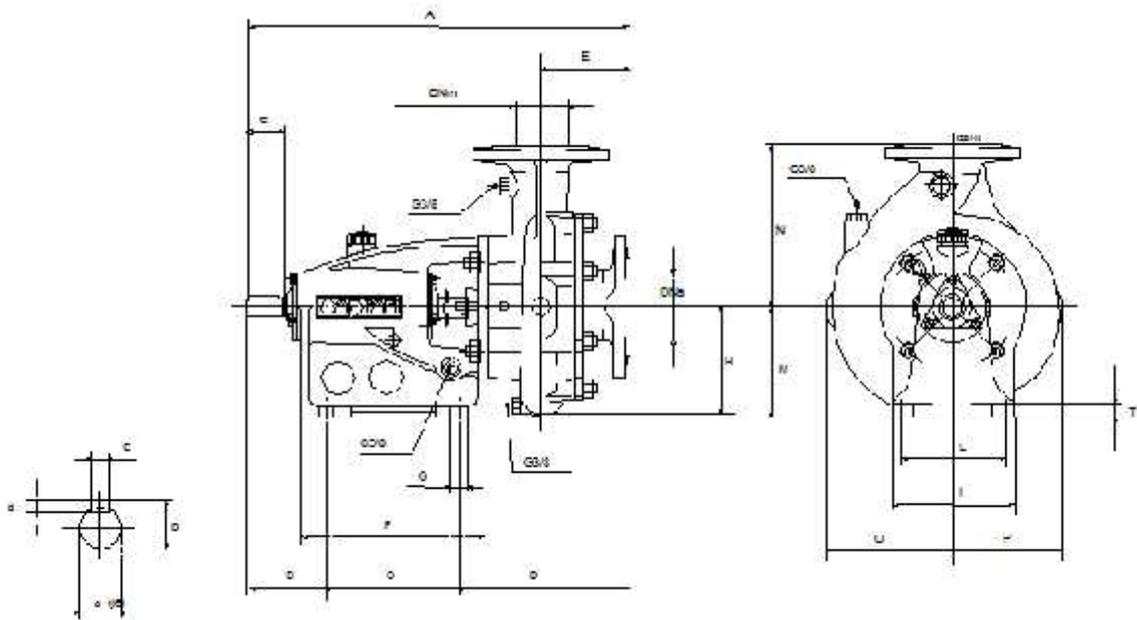


Fig. V.1 : Schéma de la pompe choisie

CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

V.5. Détermination de la hauteur admissible d'aspiration :

V.5.1. Type d'installation :

La pompe est installée en aspiration ; Pour que la pompe soit bien calée vis-à-vis de la cavitation, Nous avons :

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

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

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

-La longueur d'aspiration L_{asp} 5 m

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{6.4}{1000} = 0,02 \text{ m}$$

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

$$\sum h_p^{sing} = 0,1(0,02) = 0,002 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4 * 64,155.10^{-3}}{3,14 * (0,15)^2} = 3,63 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}}{2.g} = \frac{3,63}{2.9,81} = 0,185 \text{ m}$$

T_v : tension de vapeur d'eau (mce) ;

Tableau V.3 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T_v (mce)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,24 - 0,003 - 0,185 - 2,55 - 0,5 = 6,85 \text{ m}$$

Notre pompe est loin au risque de cavitation.

La cote de l'axe de la pompe donc est de :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - 0,1$$

$$= 353 + 6,85 - 0,1 = 359,75 \text{ m}$$

$$\nabla_{axe} = 359,75 \text{ m}$$

CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

V.5.2. Les caractéristiques du moteur électrique choisi :

Fréquence	50HZ
Tension nominale	400V
Vitesse nominale	2950T/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	37 KW
Intensité nominale	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP55

V.5.3. Dimensions du moteur électrique :

Tableau V.4 : dimension du moteur électrique

A	B	C	D	E	F	G	H	I	L	M	N	O	P	Q
1599	165	1233	250	250	733	500	580	530	20	42	140	420	845	811

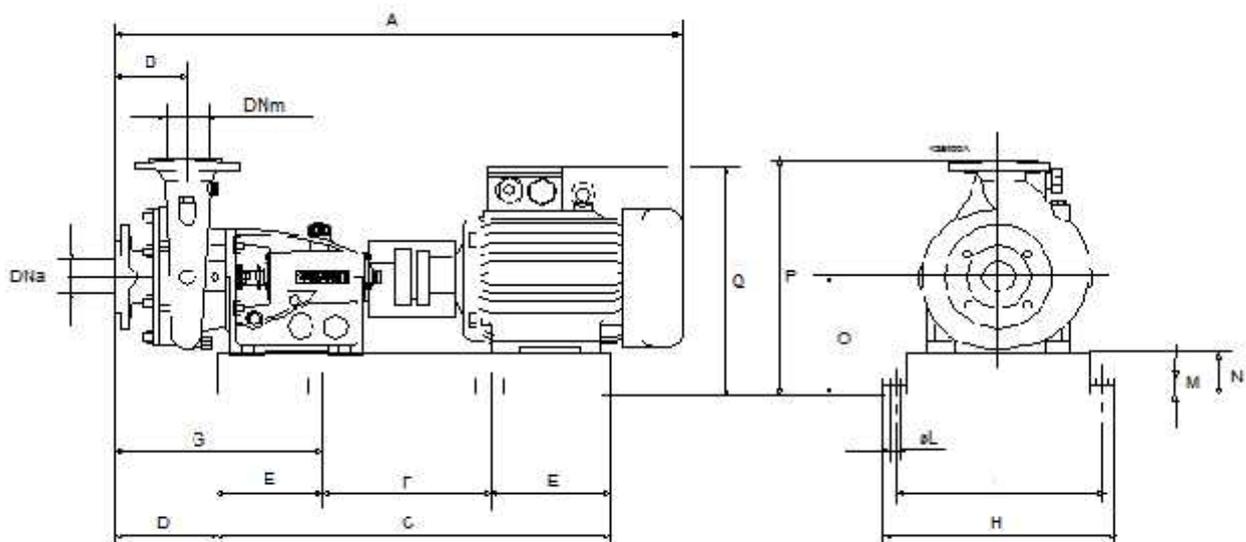


Fig. V.2 : schéma du moteur électrique

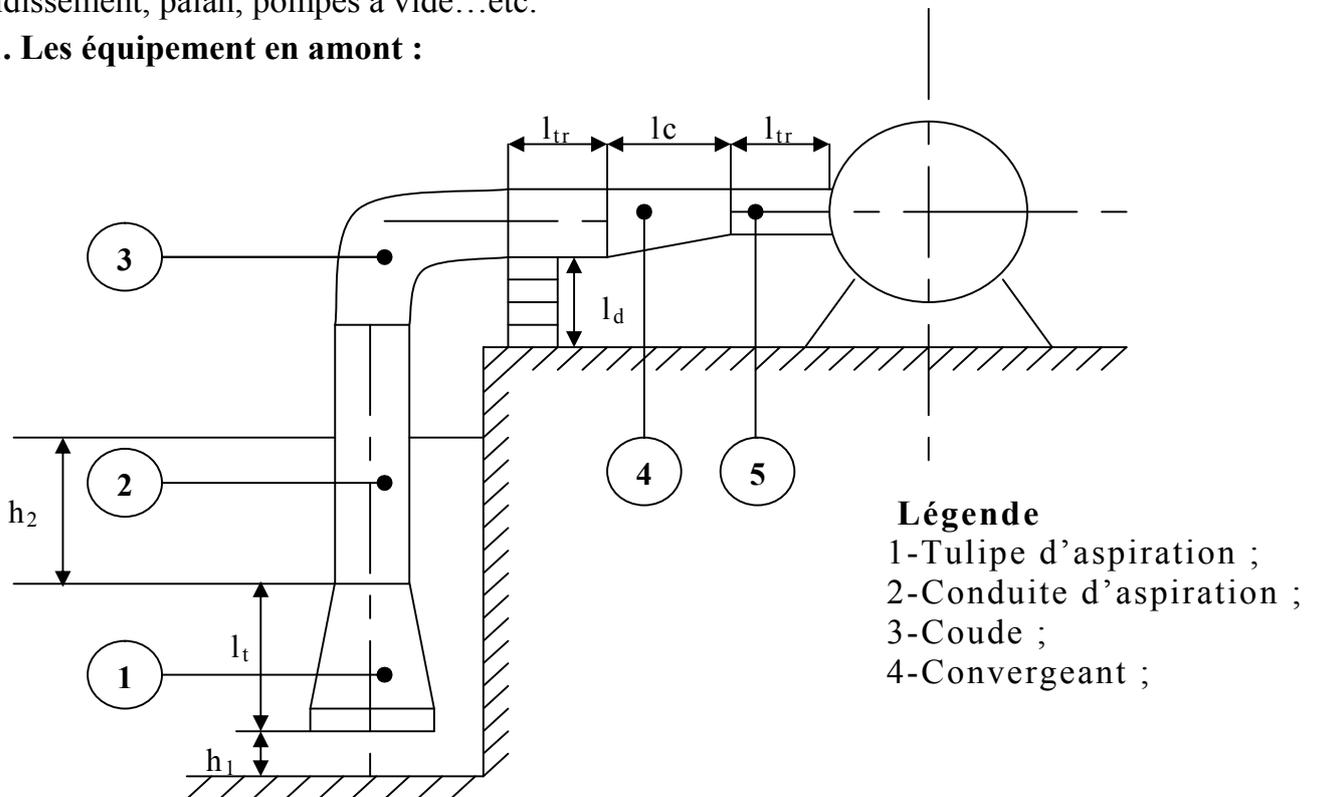
CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

V.6. Choix de l'équipement en amont et en aval des pompes :

Selon l'importance de L'équipement des stations de pompage, on distingue l'équipement principal tel que : les pompes et moteurs principaux, robinets vannes, clapet anti-retour...etc.

L'équipement secondaire (auxiliaire) comporte : les pompes de drainage, système de refroidissement, palan, pompes à vide...etc.

V.6.1. Les équipement en amont :



FigV.3 : Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe

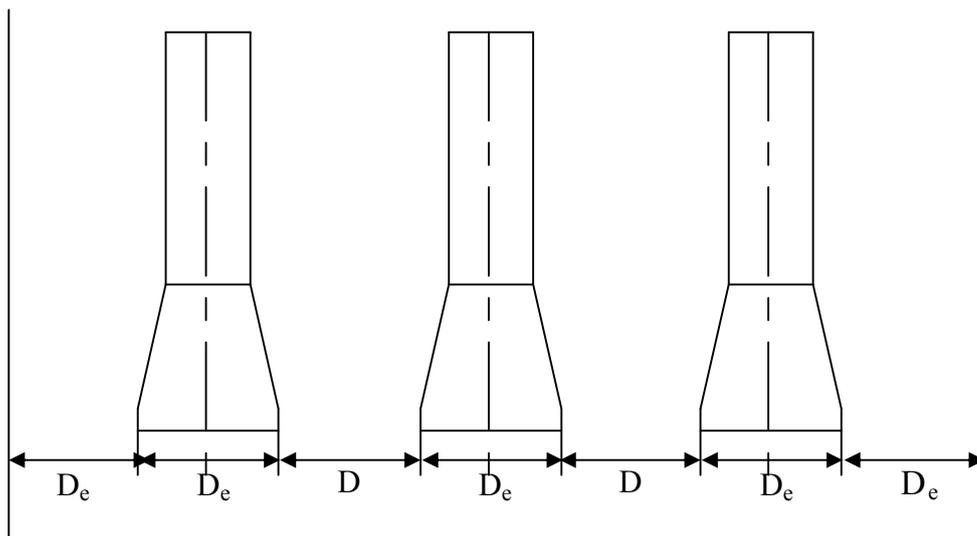


Fig.4 Disposition des conduites d'aspiration dans le puisard

- l_t : Longueur du tulipe d'aspiration = $(3,5 \div 4) \cdot (D_a - d_a)$;
- l_{tr} : Longueur du tronçon avant et après le convergent ; $l_{tr} \geq 2D_a$;
- D_e : Diamètre du tulipe d'aspiration = $(1,2 \div 1,5)D_a$;

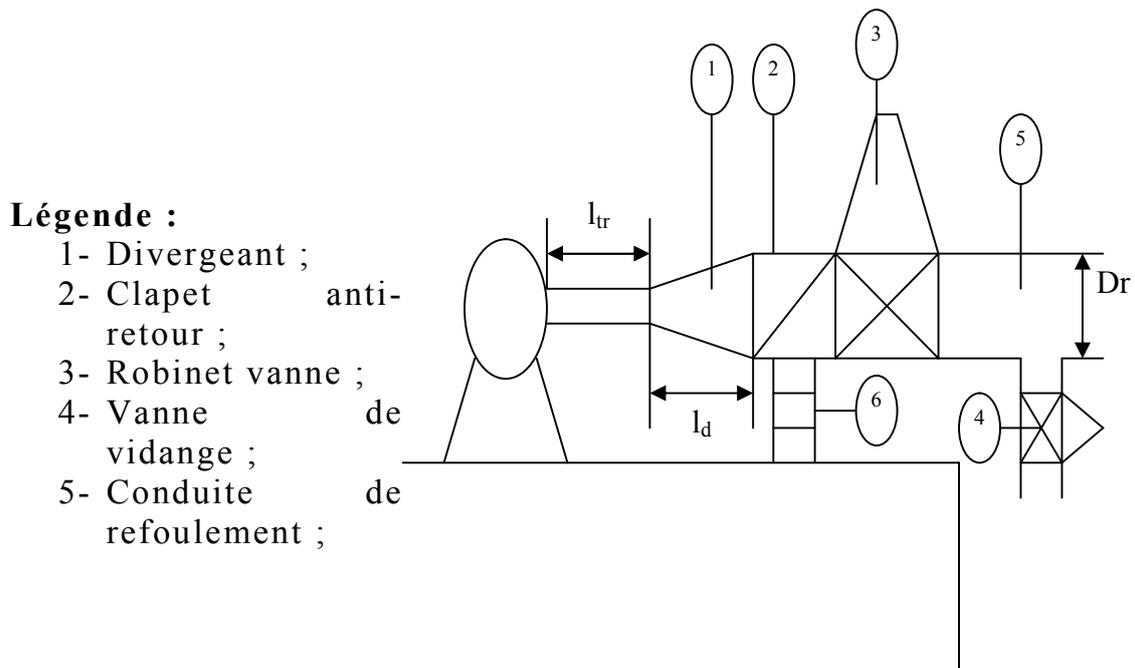
CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

- D_a : Diamètre d'aspiration $D_a = 300$
 - l_d : Hauteur de la buté portant la conduite, $l_d = 0,3\text{m}$ pour $D_a \leq 500\text{mm}$;
 - h_1 : Hauteur de la tulipe d'aspiration du fond du puisard, $h_1 \geq 0,8D_e$;
 - h_2 : Distance entre la tulipe d'aspiration et le plan d'eau, $h_2 = 2.D_e$;
 - D : Espacement entre les tulipes d'aspiration, $D = (1,5 \div 2) D_e$;
- La pente du collecteur d'aspiration doit être inférieure à 0,5% (0,005m/m)

Tableau V.5 : les dimensions des équipements amont installés

D_a (mm)	d_a (mm)	l_t (m)	l_{tr} (m)	D_e (mm)	l_d (m)	h₁ (m)	h₂ (m)	D (m)
300	150	0,6	1,0	400	0,3	0,35	0,8	0,8

V.6.2. Les équipement en aval :



FigV.5 : Schéma indicatif de l'équipement en aval

On a donc :

- . l_{tr} : Longueur du tronçon venant avant et après la singularité : $l_{tr} \geq 2.D_r$ (D_r : diamètre de la conduite de refoulement –conduite–) ;
- . l_d : Longueur du divergeant ; $l_d = (3,5 \div 4)(D_r - d_r)$;
- . d_r : Diamètre de refoulement (pompe) ;

Tableau V.6 : les dimensions des équipements aval installé

d_r (mm)	D_r (mm)	l_{tr} (m)	l_d (m)
125	250	0,5	0,5

CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

On a : $V_r = \frac{4.Q_p}{\pi.Dr^2} = \frac{4.(129 \cdot 10^{-3})}{3,14.0,25^2} = 2,63 \text{ m/s}$; $V_r = 2,63 \text{ m/s}$ vitesse admissible ;

V.6.3. Robinet vanne :

Le robinet vanne installé avant et après la pompe est de type à cage méplate en fonte avec tige filetée

V.6.4. Clapet anti-retour :

Le clapet anti-retour avec axe de battant intérieur est installé après la vanne

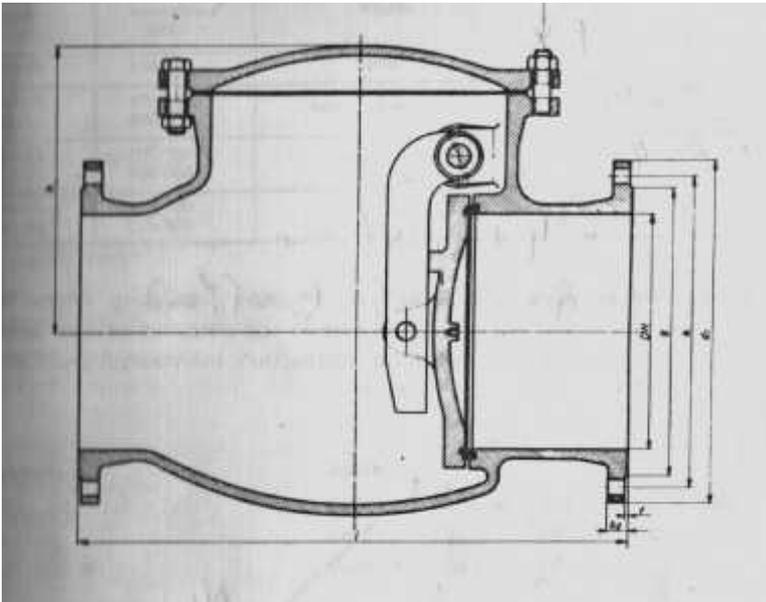


Fig V.6 : Clapet anti-retour

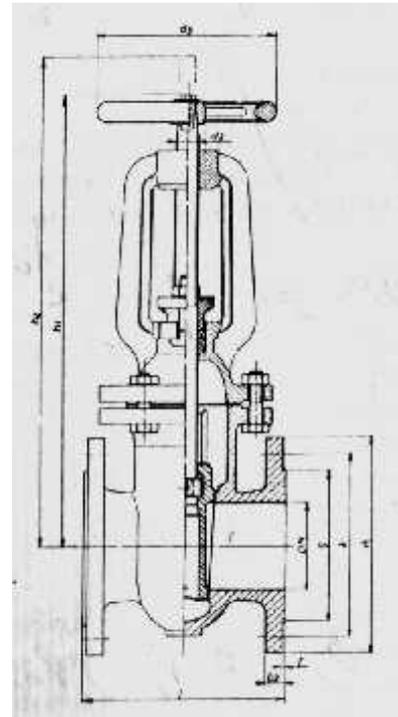


Fig V.7 : Robinet vanne

CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

V.7. Détermination du diamètre économique de refoulement :

On choisit le tracé des conduites de refoulement en fonction des conditions locales; la distance la plus courte possible, la pente est imposée à 0,001.

Les conduites comme nous avons mentionné précédemment sont en PEHD.

Les conduites de refoulement seront équipées des vannes ventouses, joints de dilatation, clapet anti-retour, dispositif de vidange, vannes de sectionnement, La vitesse d'écoulement doit être comprise entre 1 et 1,5 m/s.

Pour la détermination des collecteurs en charge en doit avoir les données suivantes :

- Graphique de pompage des eaux en fonction de la demande en eau
 - En fonction de nombre de pompes principales et le schéma de raccordement des pompes
- Le volume d'eau de pompage doit être supérieur ou égale au volume demandé. Le volume de la demande est déterminé à partir du besoin en eau des cultures On a le débit demandé $Q_d = 108,55 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$, se qui nous permettons de déterminer les besoins journalier du périmètre au mois de pointe $V_d = 9378,72 \text{ m}^3$.

Le volume débité par la pompe c'est :

$$V_p = 128,31 \cdot 10^{-3} \cdot 24 \cdot 3600 = 11085,98 \text{ m}^3$$

On peut déterminer par la suite de débit de collecteur :

$$qc = \frac{V_d + V_p}{2.T} = \frac{9378,72 + 11085,98}{2.18} = 568,46 \text{ m}^3/\text{h} = 157,91 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit de dimensionnement de chaque collecteur est : $qc = 157,91 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$

V.7.1. Rendement de la station de pompage :

Le rendement de la station de pompage est lié à tous les équipements qui ont un rendement, comme le mode d'accouplement, le moteur électrique, la pompe choisie, et le rendement du réseau électrique. Donc le rendement de la station de pompage est donné par la formule suivante : $\eta_{sp} = \eta_p \cdot \eta_{mot} \cdot \eta_{ac} \cdot \eta_{res}$

η_{sp} : Rendement de la station de pompage

η_p : Rendement de la pompe choisie = 0,73

η_{mot} : Rendement du moteur électrique = 0,95

η_{ac} : Rendement du mode de raccordement = 1 (Accouplement direct)

η_{res} : Rendement du réseau électrique = 0,97

$\eta_{sp} = 0,73 \cdot 0,95 \cdot 1 \cdot 0,97 = 0,67 = 67\%$ $\eta_{sp} = 67\%$

Pour le choix du diamètre économique des collecteurs en charge plusieurs paramètres qui peuvent rentrer en jeu. Dans notre projet on va utiliser la formule suivante :

$$Kri = Ci + Tint * Ki$$

Kri : Dépenses réduite annuelle en DA de variante i.

Ki : L'investissement pour la conduite de refoulement.

Tint : Taux d'intérêt en hydraulique (10 – 12,5) %

Ci : Charge annuelle d'exploitation et amortissement et renouvellement en DA

$$Ci = PE + aKi$$

CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

P : Prix d'énergie électrique d'un Kw heure.

E : Valeur des pertes d'énergie annuelles, du aux pertes de charge

a : Taux d'amortissement du capital 3 % et les dépenses d'entretien 1,7%

$$a = (3 + 1,7) = 4,7 \%$$

$$E = \frac{\omega \cdot qc \cdot \sum hp \cdot T \cdot 24}{\eta_{sp}} \quad (\text{Kw heure})$$

Avec :

qc : Débit du collecteur moyen donner en m³/s déterminer d'après les besoins en eau des cultures et le type de raccordement de pompes.

$$\sum hp_{ref} = (1,05 - 1,1) \cdot \sum hp_{ref}^{lin}$$

La formule : $\sum hp_{ref}^{lin} = 1000 \cdot i \cdot L$

L : longueur de la conduite de refoulement ;

i : La pente hydraulique peut se calculé selon deux ces de vitesse :

$$\text{Pour } V < 1,2 \text{ m/s} \quad i = \frac{0,00148 \cdot qc^2}{D_{ref}^{5,3} \left(1 + \frac{0,867}{v} \right)^{0,3}}$$

$$\text{Pour } V \geq 1,2 \text{ m/s} : \quad i = \frac{0,001735 \cdot qc^2}{D_{ref}^{5,3}}$$

Tableau V.7 : Détermination du diamètre économique de conduite de refoulement

Diam (mm)	Vitesse (m/s)	Pente i	$\sum hp$ (m)	Ki (Da)	Ei (Kw.h)	P,Ei (DA)	aKi (Da)	Ci (Da)	Kri = Ki.T.Ci
75	32,84	1102,936	53516,72	430	5315016,65	8504026,64	20,21	8504046,85	850834,68
90	22,80	338,008	20553,12	540	2041234,60	3265975,36	25,38	3266000,74	327140,07
110	15,27	84,145	7177,00	620	712784,08	1140454,52	29,14	1140483,66	114668,37
125	11,82	27,996	3673,89	730	364872,36	583795,78	34,31	583830,09	59113,01
160	7,22	8,58	1009,45	800	100253,25	160405,20	37,60	160442,80	16844,28
200	4,62	2,629	314,44	910	31229,10	49966,56	42,77	50009,33	5910,93
250	2,96	1	98,07	1050	9740,10	15584,16	49,35	15633,51	2613,35
315	1,86	0,218	29,38	1160	2917,72	4668,35	54,52	4722,87	1632,29
400	1,15	0,067	8,46	1230	840,34	1344,54	57,81	1402,35	1370,23
500	0,74	0,025	2,65	1340	263,02	420,83	62,98	483,81	1388,38
630	0,47	0,011	0,80	1450	79,06	126,50	68,15	194,65	1469,47

CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

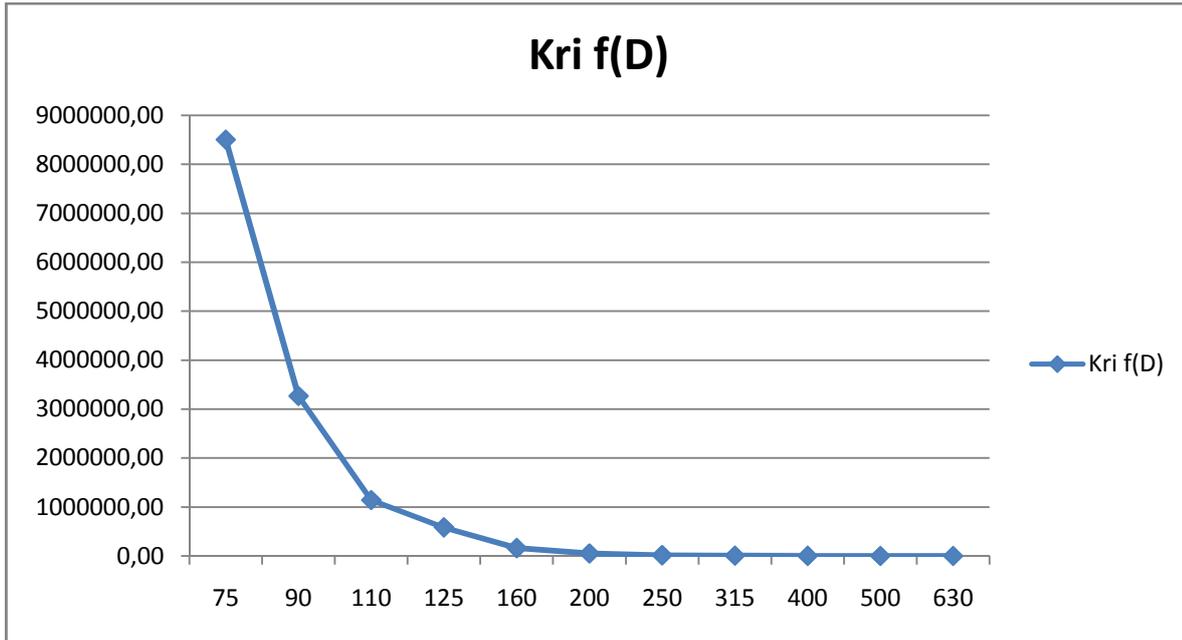


Fig. V.8 : variation des dépenses réduit annuelle en fonction du diamètre

En suite en trace le graphe de Kri en fonction du diamètre.

D'après le tableau précédent on remarque que le diamètre économique c'est de 400 mm. Avec une vitesse d'écoulement qui est égale à 1,15 m/s. et pour cette raison on utilise ce diamètre pour notre conduite de refoulement.

On opte pour un diamètre de refoulement de 400 mm.

V.8. Types des bâtiments des stations de pompage :

Les bâtiments des stations de pompes se différenciés l'un à l'autre par les paramètres que nous avons mentionnés dans le paragraphe précédent. et parmi ces types des bâtiments on peut cité les types suivant :

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

En Algérie on remarque que le type le plus fréquent et le plus utilisé est le bâtiment type surface. Et lorsque on prend en considération le type de sol qui est de nature (roc solide) on peut dire que le type de notre bâtiment c'est un bâtiment de surface c'est à dire que tous l'ouvrage de la station est surélevé.

CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

V.8.1. Modalité de construction du bâtiment :

La partie souterraine est exécutée en béton armé, on peut la faire en préfabriqué, on utilise aussi la brique pour les murs.

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme la bache d'eau ainsi que les conduites d'aspiration et de refoulement.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée.

Les groupes sont souvent installés en lignes, si le nombre des pompes dépasse 5, Les pompes seront installées en parallèle. Le contact entre le sol et la fondation ne doit pas présenter des déformations, ou bien des défauts dans la construction, les travaux de bétonnage devront être faits soigneusement et avec précaution.

V.8.2. Partie supérieure du bâtiment :

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plate forme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques).

Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée (Hb : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)

La longueur du bâtiment $l_b = 3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots$

La distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12..).

Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties, la plate forme De montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.

Pour les grandes stations de pompage dont la longueur dépasse 18 m on préfère De réaliser deux plates formes de montage, on note aussi que pour faire la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons

De sécurité.

On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :

- Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
 - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de $l > 2\text{m}$.
 - Distance entre les armoires de commande
- Dimensions des portes 3×3 ; $3,6 \times 3,6$; 4×3 ; $4,2 \times 4$; $4,8 \times 5,4$
- La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

V.8.3. Dimensionnement du bâtiment :

a. La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

h_5 : Distance vertical $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm en prend } h_{\text{socle}} = 40 \text{ cm}$$

h_p : Hauteur de la pompe est égale à 811 mm = 0,81 m

$$h_5 = 0,81 + 0,5 + 0,4 = 1,71 \text{ m}$$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme.

$$h_6 = 2,2 \text{ m}$$

h_7 : Hauteur de chariot

$$h_7 = 0,3 \text{ m}$$

h_8 : Hauteur profilée

$$h_8 = 0,75 \text{ m}$$

h_9 : Hauteur de sécurité

$$h_9 = 0,5 \text{ m}$$

Donc :

$$H_b = 1,71 + 2,2 + 0,3 + 0,75 + 0,5 = 5,46 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_b = 5,5 \text{ m}}$$

b. Largeur du bâtiment :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2S$$

S: (20 – 40) cm : épaisseur de mur on le prend = 30cm

l_1 : distance entre le mur et le premier organe = (20-30) cm = 30cm

l_2 : distance entre les tubulures = (15-20) cm = 20 cm

l_3 : longueur des accessoires à l'aspiration

l_4 : longueur des accessoires à la refoulement

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{\text{asp}} + l_{\text{ref}} + l_{\text{tr}}$$

l_{tr} : (0,8 – 1,2) m : réserve on prend $l_{\text{tr}} = 1 \text{ m}$

l_p : Longueur de la pompe = 980 mm = 0,98 m

Pour déterminer la longueur d'aspiration, il faut d'abord déterminer les longueurs des pièces utilisées (tronçon, convergent, clapet pied crépine).

Pour l'aspiration nous avons :

$$L_c = 0,68 \text{ m}, l_{\text{tr}} = 0,5 \text{ m}.$$

Pour le refoulement nous avons :

$$L_{\text{tr}} = 0,5 \text{ m}; l_d = 0,68 \text{ m}.$$

$$l_b = 2 \cdot 0,3 + 0,3 + 0,2 + 1 + 0,98 + 0,68 + 0,5 + 0,68 + 0,5 = 5,44 \text{ m}$$

$$\mathbf{l_b = 5,5 \text{ m}}$$

CHAPITRE V : Etude de la station de pompage

c. La longueur du bâtiment :

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p \cdot L + l_{int} + l_{p-f} + l_r + l_p$$

n_p : nombre de pompes = 3 pompes ;

L : Longueur de la pompe+ moteur ;

l_{int} : Distance entre deux pompes voisines ;

l_{p-f} : Longueur de la plate forme;

l_p : Longueur du bureau du personnel

l_r : Longueur d'armoire électrique

$$L_b = 3 \cdot 1,6 + 0,8 + 2 + 4 + 2 = 11,6$$

$$L_b = 12 \text{ m}$$

d. Distance entre les ranges des pompes et les groupes électrique :

Si $U < 1000$ volts $\Rightarrow L < 1$ m

Si $U > 1000$ volts $\Rightarrow L > 1,2$ m

Dans notre cas $U = 400$ volts $\Rightarrow L < 1$ m on prend : $L = 1$ m

e. Dimension de la marche des escaliers :

Hauteur : 15cm-16,5cm-17,3cm on prend $H = 16,5$ cm

Largeur : 30cm-29,26cm on prend $l = 30$ cm

Longueur : 90cm-220cm on prend $L = 180$ cm

Pente : 1/1,75 ou bien 1/1,15 on prend $i = 1/1,75$ cm

f. Bureau :

Bureau du chef d'exploitation

H: hauteur du bureau $H = 3$ m

S: surface du bureau $S = 12 \text{ m}^2$ (4*3)

Bureau du personnel (magazine) :

H: hauteur du bureau $H = 3$ m

S: surface du bureau $S = 15 \text{ m}^2$ (5*3)

g) Plate forme de montage :

Elle sert a l'entretien du groupe électropompes

Sa longueur de plat forme = largeur de la salle des machines

$L_{\text{PLAT FORME}} = \text{Longueur de la plate forme de montage} = 1,5 * \text{distance entre les groupes}$

$L_{\text{PLAT FORME}} = 1,5 * 1 = 1,5$ m

CHAPITRE VI : Calcul de l'installation de goutte à goutte

VI.1. Introduction

L'irrigation localisée ou irrigation par le goutte à goutte peut être considérée comme une solution pratique aux problèmes de la sécheresse au même titre que les méthodes traditionnelles de l'irrigation de surface et de l'irrigation par aspersion.

Elle permet une très grande efficacité de l'irrigation. Dans ce chapitre on va dimensionner une partie de notre périmètre par le goutte à goutte dont le but principal est d'économiser le maximum d'eau.

VI.2. Définition :

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

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

VI.3. les composants essentiels d'une installation d'irrigation localisée :

Les composants essentiels d'une installation d'irrigation localisée (**Figure VI.1**).

VI.3.1. un point de fourniture d'eau sous pression appropriée :

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

VI.3.2. L'unité de tête :

Reliée au point de fourniture d'eau. Elle permet de réguler la pression et le débit, de filtrer l'eau d'introduire des éléments fertilisants.

VI.3.3. La conduite principale :

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

VI.3.4. Les porte-rampes :

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

VI.3.5. Les rampes :

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

CHAPITRE VI : Calcul de l'installation de goutte à goutte

VI.3.6. Les distributeurs :

Qui constituent la partie essentielle de l'installation, c'est à partir d'eux que l'eau sort, à la pression atmosphérique, en débits faibles et réguliers. Ils peuvent être des goutteurs à très faible débit, dont il existe de très nombreux types différents, des ajutages ou des minidifuseurs dont le débit est un peu plus important.

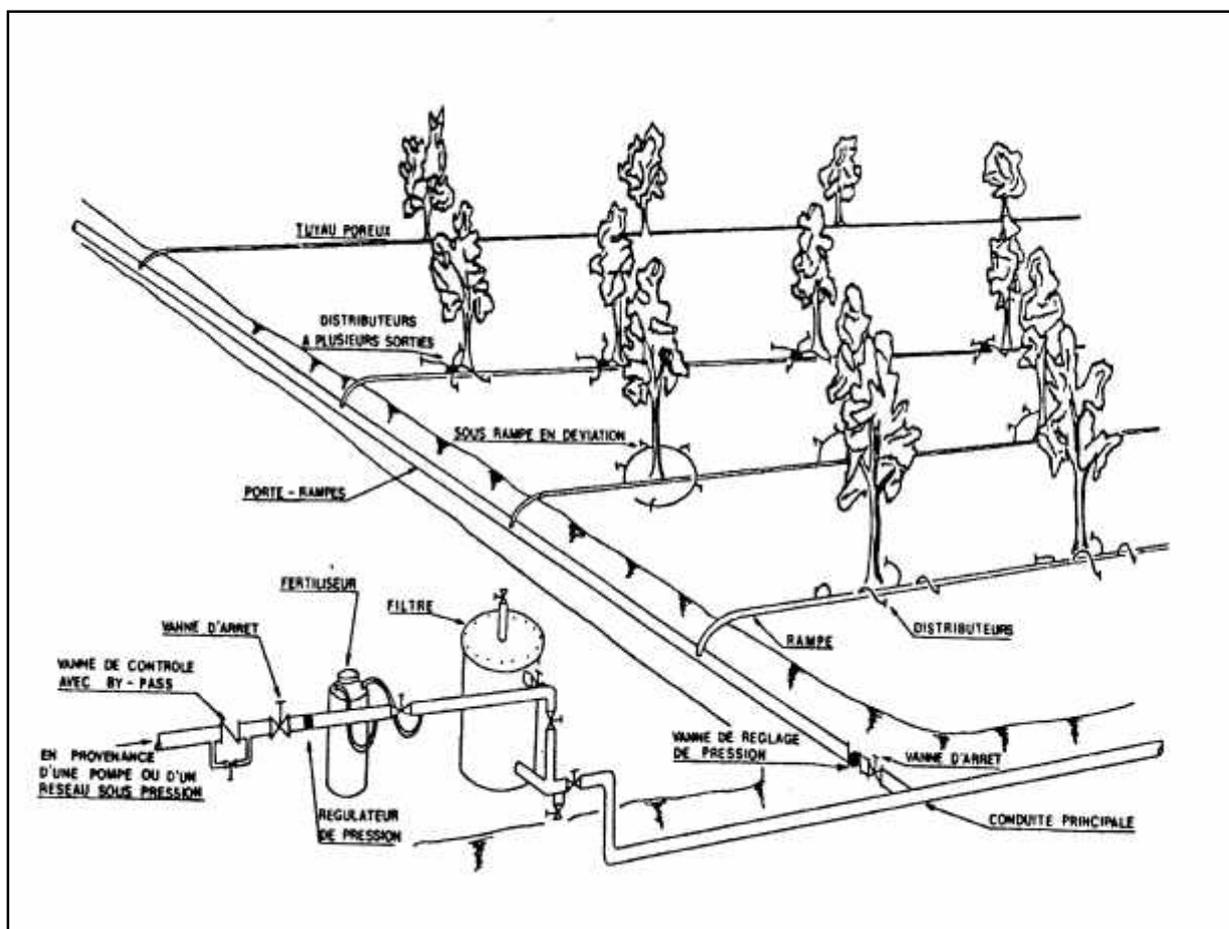


Figure VI.1 Partie essentielle d'une installation localisée

VI.4. Choix de la technique d'irrigation convenable :

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

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

CHAPITRE VI : Calcul de l'installation de goutte à goutte

VI.5. Besoins en eau des cultures en irrigation localisée :

$$ETM_{loc} = ETM \cdot K_r ; (\text{mm/j})$$

Avec :

K_r : coefficient de réduction

D'après Freeman et Garzoli $K_r = C_s + 0,5 \cdot (1 - C_s)$

C_s : taux de couverture de sol (%)

VI.5.1. Besoin en eau d'irrigation :

a) Les besoins d'irrigation net, B_{net} , est le volume (ou la hauteur) d'eau d'irrigation théorique nécessaire pour obtenir une production normale sur l'ensemble de la surface cultivée (à l'exclusion des pertes et de la contribution des autres ressources).

b) Les besoins d'irrigation brut, B_{brut} , est le volume (ou la hauteur) d'eau d'irrigation nécessaire en pratique (y compris les pertes et les besoins de lessivage mais à l'exclusion de la contribution des autres ressources).

$$B_{brut} = B_{net} \cdot R_p + L_r ; (\text{mm/j})$$

Avec : R_p : rendement de l'irrigation à la parcelle ; $R_p = \frac{E \cdot C_u}{100}$

E : coefficient qui exprime l'efficacité de l'arrosage dépend de la texture du sol déterminée à partir du tableau V-3

C_u : coefficient d'uniformité

L_r : besoin supplémentaire en eau pour le lessivage du sol.

Tableau VI.1 : Valeur de E pour diverses textures de sol

Type de sol	E (%)
Sable grossier, ou sol léger sur sous-sol gravier	115
Sableux	110
Limoneux	105
Argilo-limoneux ou argileux	100

Pour la micro irrigation : $L_R = \frac{E \cdot C_w}{2 \cdot E \cdot C_e}$

Avec: $E \cdot C_w$: Conductivité d'eau d'irrigation= 1.6mmhos/cm

$E \cdot C_e$: Conductivité de la solution du sol qui occasion une baisse de rendement de X%(10%généralement).

Pour l'olivier $E \cdot C_e = 2.3$

Donc $L_R = 0.35$

CHAPITRE VI : Calcul de l'installation de goutte à goutte

Tableau VI.2: Résultat des calculs

Paramètres	Olivier
ET ₀ (mm/j)	5.54
K _C	0.72
ETM (mm/j)	3.99
C _S	70
K _r	0.85
ETM _{loc} =B _{net} (mm/j)	3.39
E%	100
CU	1.2
R _p	1.2
L _r	0.35
B _{brut} (mm/j)	4.42

VI.5.2. Projection du réseau d'irrigation localisée :

Le besoin net de pointe en volume par arbre est égal au besoin net en mm/jour multiplié par l'écartement entre les rangs et l'espacement des arbres sur les rangs.

$$B_{net,p} = ETM_{loc} \cdot S_r \cdot S_a$$

Pour chaque poste on doit déterminer les paramètres de calcul qui sont :

VI.5.2.1. La dose pratique :

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

Tel que : H_{cc} : humidité à la capacité au champ ; H_{cc} = 31 %

H_{pf} : humidité au point de flétrissement ; H_{pf} = 13 %

Y : degré d'extraction de l'eau du sol ; Y = 0,66

Z : profondeur d'enracinement ; (mm)

P : volume de sol humidifié.

$$\text{Avec : } P = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r}$$

n : Nombre de point de distribution par arbre.

S_{pd} : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre ; (m)

S_h : Largeur de la bande humidifiée ; (m).

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre ; (m)

S_a : Espacement des arbres sur les rangs ;(m)

VI.5.2.2. La dose réelle nette :

$$D_{r,net} = 85\% D_p$$

CHAPITRE VI : Calcul de l'installation de goutte à goutte

VI.5.2.3. Fréquence d'arrosage :

$$Fr = \frac{D_{r.net}}{ETM_{max}}$$

Tableau VI.3 : calcul des paramètres

Paramètres	Unité	Poste N°1
B_{net.p}	L / arbre / jour	166.11
Q_g	L / h	8
S_a	m	7
S_r	m	7
N	-	2
S_{pd}	m	1
S_h	m	3
P	%	13
D_p	mm	30.89
D_{r.net}	mm	26.26
Fr	Jours	8

VI.6. Dimensionnement d'un réseau d'irrigation goutte à goutte :

VI.6.1. Généralités :

Un réseau d'irrigation est l'ensemble d'organes, d'ouvrages et appareils qui assurent le transport, la répartition et la distribution à chaque exploitation agricole, dans chaque parcelle des eaux destinées à l'irrigation, sans oublier par ailleurs les organes qui doivent éventuellement évacuer les eaux en excès.

Les calculs hydrauliques consistent à déterminer les paramètres suivants :

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

CHAPITRE VI : Calcul de l'installation de goutte à goutte

VI.6.2. la culture choisie : l'olivier

Données générales de l'olivier

Tableau VI.4 : données générales de l'olivier

Culture	Olivier
Espacement entre arbres	7m
Espacement entre rangs	7m
Caractéristique de goutteur	
Débit nominal	6 l/h
Pression nominale	10 mce
Espacement des goutteurs	1 m

VI.6.2.1. Besoins en eau journaliers max :

$$B_{\max} = \text{ETM}_{\text{local}} = 3.39 \text{ mm / jour.}$$

Donc les besoins journaliers max correspond à $B_{\max} = 3.39 \text{ mm / jour.}$

VI.6.2.2. Temps maximum de travail :

Temps maximum journaliers de travail 18h/24h

VI.6.2.3. Détermination des données de bases :

Surface totale à irrigué

$$S(t) = 8.55 \text{ ha}$$

VI.6.2.4. Dose fictive apportée :

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

Avec :

$q(g)$: Débit de goutteur, $q(g) = 8 \text{ l/h.}$

$E(r)$: Espacement entre les rangs, $E(r) = 7 \text{ m.}$

$E(g)$: Espacement entre les goutteurs, $E(g) = 1 \text{ m.}$

VI.6.2.5. Durée de l'arrosage :

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

Avec :

B_{\max} : Besoins en eau journaliers en mm/jour.

$P(g)$: Dose fictive apportée en mm/h.

CHAPITRE VI : Calcul de l'installation de goutte à goutte

VI.6.2.6. Nombre de postes :

$$N(p) = \frac{T_{\max}}{TF}$$

Avec :

T_{\max} : Temps maximum de travail, en prend $T_{\max} = 18\text{h}/24\text{h}$.

TF : Durée d'arrosage en h/jour.

VI.6.2.7. Surface d'un poste :

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

S (f) : Surface totale en ha.

N (p) : Nombre de poste.

VI.6.2.8. Surface correspondant à une rampe :

Al=longueur moyenne de la rampe × espacement entre les rampes

$$Al = 200 \times 7 = 1400 \text{ m}^2$$

$$Al = 800 \text{ m}^2.$$

VI.6.2.9. Nombre de rampes par postes :

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

Avec :

S (p) : Surface du poste en m^2 .

Al : Surface correspondant à une rampe en m^2 .

Les paramètres calculés sont reparties dans le tableau V .7

Tableau VI.5 : calculs des paramètres de l'olivier

Paramètres calculés	P (g) mm/h	TF h/jour	N (p)	S (p) ha	Al m^2	N(r)
Olivier	1.14	3	6.00	1.43	1400	9

VI.6.3. Calcul hydraulique :

VI.6.3.1. Débit :

$$Q_r = Q_g N_g / r$$

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

Avec :

Q_r : Débit de rampe

Q_g : Débit de goutteur

N_g/r : Nombre des goutteurs par rampe

N_r : Nombre des rampes

Q_{pr} : Débit de porte rampe

CHAPITRE VI : Calcul de l'installation de goutte à goutte

VI.6.5. Position de porte rampe :

VI.6.5.1. La porte rampe au milieu du poste :

Longueur de rampes $L_r = 200\text{m}$.

Nombre de goutteur $N_g = 58$

Débit de rampes $Q_r = 348\text{ l/h}$.

Tableau VI.6 : calcul de D_{cal} de la rampe pour l'olivier

Culture	$L_r(\text{m})$	N_g	$Q_r(\text{l/h})$	$h_l(\text{m})$	$D_{cal}(\text{mm})$	$D_n(\text{mm})$	$h_{cal}(\text{m})$
Olivier	200	58	348	2,7	9.06	20	2,6

La valeur de la perte de charge calculée est inférieure à 2,7 mce (la valeur maximale)

VI.6.5.2. Alimentation de la porte rampe est sur la cote :

Longueur de la porte rampes $L_{pr} = 56\text{m}$.

Nombre de la porte rampes $N_{pr}=6$

Nombre des rampes $N_r = 54$.

Débit de rampes $Q_r = 232\text{ l/h}$.

Débit de la porte rampe $=Q_r \times N_r$

Tableau VI.7 : calcul de D_{cal} de la porte rampe de l'olivier

Cultures	$L_{pr}(\text{m})$	N_{pr}	$Q_r(\text{l/h})$	$Q_{pr}(\text{l/s})$	$h_l(\text{m})$	$D_{cal}(\text{mm})$	$D_n(\text{mm})$	$h_{lc}(\text{m})$
Olivier	56	6	348	0,87	0.9	25,91	40	0.54

La valeur de la perte de charge calculée est inférieure à 0.9 mce (la valeur maximale).

VI.6.5.3. Conduite d'approche :

$$Q_{app}=Q_{pr} \times N_{pr}$$

Q_{app} : Débit de la conduite d'approche

Q_{pr} : Débit de la porte rampe

N_{pr} : Nombre de la porte rampes

CHAPITRE VI : Calcul de l'installation de goutte à goutte

Tableau VI.8 : Caractéristiques hydrauliques des équipements goutte à goutte

Conduite principale	Longueur m	Diamètre mm	Débit l/s	Perte charge M
Tronçon 1	70	160	3,48	0,28
Tronçon 2	63	125	2,9	0,36
Tronçon 3	63	90	2,32	0,69
Tronçon 4	63	75	1,74	0,66
Tronçon 5	63	63	1,16	0,43
Tronçon 6	63	40	0,58	0,54
Porte – rampe	10	40	0,58	0,54
Rampe	200	20	0,064	2,6

Conclusion

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

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

VII.1. Généralités :

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

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

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

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

VII.2. Les actions reçues par les conduites :

La Pose des conduites demeure un facteur très important pour une protection des conduites celles ci peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles rencontrés s'ils existent

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- Le tassement différentiel du terrain
- Les chocs lors de la mise en œuvre
- Action des racines des arbres
- La pression verticale due au remblai
- La pression résultant des charges roulantes
- La pression résultant des charges permanentes de surface
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique
- Le poids propre de l'eau véhiculée

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

VII. 3. Exécution des travaux :

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

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

VII.3.1. Vérification manutention des canalisations :

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

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

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

VII.3.1.a. Largeur du fond de la tranchée :

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

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

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

VII.3.1.b. Profondeur de la tranchée :

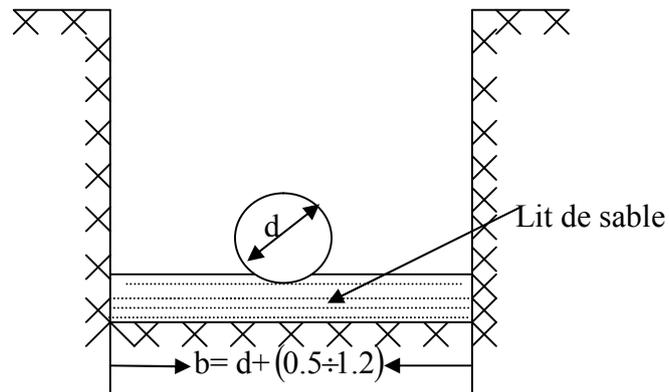
La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- ✓ Profondeur de la tranchée H_{tr}
- ✓ Largeur de la tranchée b
- ✓ Distance de la mise de la cavalière.

CHAPITRE VII : Organisation de chantier



FigVII.1 : Schéma d'une tranchée

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

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur de lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

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

VII.3.1.c. Choix des engins de terrassement :

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

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

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



FigureVII-2 : Pelle équipée en rétro

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

VII.3.2. Aménagement du lit de pose :

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

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

VII.3.3. La mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

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

VII.3.4. Remblais des tranchées :

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

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;
Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VII.3.5. Nettoyage des conduites :

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

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

VII.3.6. Surveillance et entretien du réseau :

Détection des fuites d'eau :

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

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

Ce sont les observations qui permettent de localiser les fuites affaissement de terrain

VII.4. Calcul des volumes des terrassements :

VII.4.1. Le réseau de distribution :

VII.4.1.1. Calcul du volume de déblai :

La surface à calculer est la surface rectangulaire

$$S = B * H$$

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

$$\text{Donc : } B = 0.5 + \emptyset$$

$$H = 1.2 \text{ m}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VII-1

Tableau VII.1 : calcul du volume de déblai

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de déblai (m ³)
400	452.31	0.9	488.5
315	600	0.8	576
250	519.21	0.75	467.3
200	22.25	0.7	18.69
160	226.98	0.7	190.66
110	124.04	0.6	74.42
90	20.53	0.6	14.78
Total			1830.35

Donc le volume total de déblai : $V_{\text{déblai}} = 1830.35 \text{ m}^3$

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

VII.4.1.2. Calcule du volume de lit de sable :

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

$$V = e * b * L$$

Tableau VII.2 : calcul du volume de sable

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de sable (m ³)
400	452.31	0.9	40.7
315	600	0.8	48
250	519.21	0.75	38.94
200	22.25	0.7	1.56
160	226.98	0.7	15.89
110	124.04	0.6	7.44
90	20.53	0.6	1.23
Total	1094,4	5.1	153.76

Donc le volume total du lit de sable : $V_{\text{sable}} = 153.76 \text{m}^3$

VII.4.1.3. Calcule du volume de remblai :

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

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

V_r : Volume du remblai compacté (m³) ;

V_d : Volume du déblai (m³) ;

V_s : Volume du sable

V : Volume occuper par la conduite (m³) ; $V = L * \frac{\pi * D^2}{4}$

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite.

Donc les volumes des travaux pour la conduite sont tablés dans le tableau VII-3.

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Tableau VI.3: calcul du volume de remblai

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (mm)	largueur d'une t ranchée b (m)	Volume de déblai (m³)	Volume de sable (m³)	Volume occupé par la conduite (m³)	Volume du remblai (m³)
400	452.31	0.9	488.5	40.7	56.81	391
315	600	0.8	576	48	46.73	463.27
250	519.21	0.75	467.3	38.94	25.47	402.89
200	22.25	0.7	18.69	1.56	0.7	16.43
160	226.98	0.7	190.66	15.89	4.56	170.21
110	124.04	0.6	74.42	7.44	1.18	65.8
90	20.53	0.6	14.78	1.23	0.13	13.42
Total	1094,4	5.1	1830.35	153.76	135.58	1523.02

Donc le volume total du remblai : $V_{\text{ramblai}}=1523.02\text{m}^3$

Note : dans notre réseau le type de matériau de la canalisation qu'on va l'utiliser c'est le poly éthylène.

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

VII.4. Devis estimatif :

VII.4.1. Devis estimatif du réseau de distribution :

Tableau VII.4: Volumes et coût des travaux total

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
1	Déblai	m ³	1830.35	300	549105
2	Lit de sable (sable)	m ³	153.76	800	123008
3	Remblai compacté	m ³	1523.02	200	304604
4	Conduite (400mm)	m ³	452.31	1200	542772
5	Conduite (315mm)	Ml	600	1000	600000
6	Conduite (250mm)	mL	519.21	900	467289
7	Conduite (200mm)	mL	22.25	800	17800
8	Conduite (160mm)	mL	226.98	600	136188
9	Conduite (110mm)	mL	124.04	250	31010
10	Conduite (90mm)	mL	20.53	250	5132.5
Total					2776908.5

VII.4.2. Devis estimatif pour les accessoires :

On prend le prix des accessoires (les vannes, les raccords unions, bouchons, goutteurs, réduction) = 0,25 du prix total de réseau d'irrigation

$$= 0,25 * 1388652$$

$$= 86790,75 \text{ DA}$$

VII.4.4. Devis estimatif pour les ouvrages:

$$D_{\text{ouvrages}} = D_{\text{réservoir}} + S_{\text{station de pompage}} = 1050000 + 350000 = 1400000 \text{ DA}$$

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

VII.4.5. Devis estimatif hors taxe du projet :

$$D_T = D_{\text{réseau}} + D_{\text{accessoire}} + D_{\text{ouvrages}} \\ = 2776908.5 + 86790,75 + 1400000$$

$$D_{\text{hors tax}} = \mathbf{4263700 \text{ DA}}$$

VII.4.6. Devis estimatif Total avec TVA de notre projet :

$$\text{TVA} = 17\%$$

$$\text{TVA} = 17\% D_T = 0,17 * 4263700 = 724829 \text{ DA}$$

$$\text{Prix TTC} = \text{prix hors taxe} + \text{TVA} = 4263700 + 724829$$

$$\text{Prix TTC} = \mathbf{4988529 \text{ DA}}$$

Conclusion:

D'après l'étude de se projet on a arrivé de déterminer le coût du notre projet qui est de **4988529 DA**, qu'on peut dire qu'il est rentable si le périmètre fonction correctement et chaque fellah va exploiter le réseau dans le bon sens.

Conclusion générale

L'objectif de notre présent travail est l'introduction de la technique d'arrosage performante (goutte à goutte) dans le but d'assurer une répartition de l'eau de façon uniforme et économique, facteur le plus essentiel dans une telle étude.

L'étude du climat (précipitation-température), montre que notre région a un étage biochimique : semi-aride et un sous étage : hiver frais; et l'analyse du sol nous donne un sol de texture limoneux argileuse, non salé avec une quantité de matière organique moyenne, nécessite une fertilisation minérale et organique aux cours des périodes sèches. L'analyse de l'eau d'irrigation indique que notre eau est de classe C2-S2 selon le diagramme de classification des eaux d'irrigation, présentant un risque faible de salinité.

L'étude hydrologique nous permet de choisir la série pluviométrique annuelle qu'on doit prendre pour le calcul ET.

Les cultures ont été choisies d'après les données climatiques de la région d'étude et la nature de notre sol.

La détermination de l'évapotranspiration a été calculée par la méthode de Penman, et nous avons utilisés le logiciel CROPWAT pour le calcul des besoins en eau des cultures.

De point de vue économique, la meilleure technique pour l'irrigation des arborie cultures est le micro-irrigation, avec l'utilisation des équipements qui présentent plusieurs avantages dans le domaine exploitation.

D'autre part, on peut dire que cette technique d'arrosage est plus adaptée dans notre pays d'après le contexte actuel de la sécheresse des dernières années et le développement au niveau de l'économie national.

Le calcul technico-économique montre que les investissements sont plus importants pour ce type d'irrigation.

Bibliographie :

***BAHBOUH L.S, 2003** : Cours et travaux pratiques d'agro pédologie, 3^{ème} Année Blida, ENSH.

***BOULAIN, J** : Pédologie appliquée (Masson, paris, 1980)

***Bulletin N°03 FAO**

Calcul des besoins en eau des cultures

***B.Touaibia** :

Manuel pratique d'hydrologie, ENSH : 2002-2003

***Boualem Salah**

Cours d'alimentation en eau potable, ENSH 1993

* **DANIEL HILLAL, L'eau et le sol ; principe et processus physique** LOUVAIN – LA – VEUVE (1984).

***Dénis Baize**, Guide des analyses en pédologie, 2eme édition (Édition INRA 2000)

***DUCHAUFOR. PH**, abrégé de pédologie (ED .Masson, paris, 1988).

***DHW de CHLEF**

***M.Messahel** : cours d'irrigation 4^{ème} années ENSH : 2003-2004

***Moteurs asynchrones triphasés de 0,1à 450 KW** Catalogue techniques.

***QUALITEDESEAUXD'IRRIGATION** :(BulletinFAO d'irrigation et drainage (N29°)).

***Sitographie** :

[http// :www.google/traingle.texturale.fr](http://www.google/traingle.texturale.fr)

[http// www.fao.olivier/ag/agl/aglw/aquastat/dbase/indexfra2.jsp](http://www.fao.olivier/ag/agl/aglw/aquastat/dbase/indexfra2.jsp)

ANNEXES

Coefficient culturaux (kc)

2. COEFFICIENTS CULTURAUX (Kc)

CULTURE	Stades de développement de la culture					Durée totale de la période végétative
	Initial	Développement	Mi-saison	Arrière saison	Récolte	
Bananiier tropical	0,4-0,5	0,7-0,85	1,0-1,1	0,9-1,0	0,75-0,85	0,7-0,8
Bananiier subtropical	0,5-0,65	0,8-0,9	1,0-1,2	1,0-1,15	1,0-1,15	0,85-0,95
Haricot vert	0,3-0,4	0,65-0,75	0,95-1,05	0,9-0,95	0,85-0,95	0,85-0,9
Haricot sec	0,3-0,4	0,7-0,8	1,05-1,2	0,65-0,75	0,25-0,3	0,7-0,8
Chou	0,4-0,5	0,7-0,8	0,95-1,1	0,9-1,0	0,8-0,95	0,7-0,8
Coton	0,4-0,5	0,7-0,8	1,05-1,25	0,8-0,9	0,65-0,7	0,8-0,9
Raisin	0,35-0,55	0,6-0,8	0,7-0,9	0,6-0,8	0,55-0,7	0,55-0,75
Arachide	0,4-0,5	0,7-0,8	0,95-1,1	0,75-0,85	0,55-0,6	0,75-0,8
Maïs doux	0,3-0,5	0,7-0,9	1,05-1,2	1,0-1,15	0,95-1,1	0,8-0,95
Maïs grain	0,3-0,5*	0,7-0,85*	1,05-1,2*	0,8-0,95	0,55-0,6*	0,75-0,9*
Oignon sec	0,4-0,6	0,7-0,8	0,95-1,1	0,85-0,9	0,75-0,85	0,8-0,9
Oignon vert	0,4-0,6	0,6-0,75	0,95-1,05	0,95-1,05	0,95-1,05	0,65-0,8
Pois, frais	0,4-0,5	0,7-0,85	1,05-1,2	1,0-1,15	0,95-1,1	0,8-0,95
Poivron, frais	0,3-0,4	0,6-0,75	0,95-1,1	0,85-1,0	0,8-0,9	0,7-0,8
Pomme de terre	0,4-0,5	0,7-0,8	1,05-1,2	0,85-0,95	0,7-0,75	0,75-0,9
Riz	1,1-1,15	1,1-1,5	1,1-1,3	0,95-1,05	0,95-1,05	1,05-1,2
Carthame	0,3-0,4	0,7-0,8	1,05-1,2	0,65-0,7	0,2-0,25	0,65-0,7
Sorgho	0,3-0,4	0,7-0,75	1,0-1,15	0,75-0,8	0,5-0,55	0,75-0,85
Soja	0,3-0,4	0,7-0,8	1,0-1,15	0,7-0,8	0,4-0,5	0,75-0,9
Betterave sucrière	0,4-0,5	0,75-0,85	1,05-1,2	0,9-1,0	0,6-0,7	0,8-0,9
Canne à sucre	0,4-0,5	0,7-1,0	1,0-1,3	0,75-0,8	0,5-0,6	0,85-1,05
Tournefort	0,3-0,4	0,7-0,8	1,05-1,2	0,7-0,8	0,35-0,45	0,75-0,85
Tabac	0,3-0,4	0,7-0,8	1,0-1,2	0,9-1,0	0,75-0,85	0,85-0,95
Tomate	0,4-0,5	0,7-0,8	1,05-1,25	0,8-0,95	0,6-0,65	0,75-0,9
Pastèque	0,4-0,5	0,7-0,8	0,95-1,05	0,8-0,9	0,65-0,75	0,75-0,85
Bifé	0,3-0,4	0,7-0,8	0,85-1,2	0,65-0,75	0,2-0,25	0,8-0,9
Luzerne	0,3-0,4				1,05-1,2	0,85-1,05
Agrumes sarclés						0,65-0,75
Agrumes sans sarclage						0,85-0,9
Olivier						0,4-0,6

Premier chiffre : avec forte humidité (HRmin > 70%) et vent faible (U < 5 m/sec).
 Second chiffre : avec faible humidité (HRmin < 20%) et vent fort (> 5 m/sec).

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage n° 33, Tableau 18.

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)

PAIX DU TUBE PEHD CHIALI



Usine & Siège : Voie A Zone Industrielle BP 160 - 22000 Sidi Bel Abbès

Téléphone : 048 55 11 90 / 55 65 65 / 061 24 09 19 / 070 94 97 49

Télécopie : 048 55 58 58 / 56 92 70 / 56 50 33

Site Web : www.groupe-chiali.com e-mail : info@groupe-chiali.com

TUBE PEHD EAU POTABLE PN10

Référence	Désignation	Diamètre		Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	Int en MM				
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	PE80	10 Bars	26,31	30,78
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	PE80	10 Bars	35,85	39,60
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	PE80	10 Bars	52,60	61,56
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	PE80	10 Bars	82,33	96,35
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	PE80	10 Bars	125,79	147,17
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	PE80	10 Bars	198,97	232,79
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	PE80	10 Bars	281,31	329,12
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	335,47	392,50
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	495,40	579,62
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	611,13	738,42
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	1 033,79	1 209,53
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	1 617,42	1 892,38
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	2 510,95	2 937,81
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	4 003,95	4 684,62
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	6 474,42	7 516,57
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	10 021,19	11 724,79
11 007 6301	Tube PEHD	630	37,4	PE100	10 Bars	15 153,49	17 729,58

- TVA = 17%.

- Longueur de Tubes : du Diamètre ≤ au 20 mm les Tubes sont en couronne de 200 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre ≥ au 25 mm les Tubes sont en couronne de 100 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre 90 mm au 110mm les Tubes sont en rouleaux de 50 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm les Tubes sont en longueur de 12 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre ≥ au 160 mm les tubes sont en longueur de 06 ml ou de 12 ml.

- Jonction par soudure électrique, ou avec raccords à compression.

- Pour toutes informations complémentaires, prière contacter le Service Commercial

TUBE PEHD EAU POTABLE PN16

Référence	Désignation	Diamètre		Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	Int en MM				
11 004 0201	Tube PEHD	20	2,2	PE80	16 Bars	29,61	34,64
11 004 0251	Tube PEHD	25	3,0	PE80	16 Bars	48,03	56,70
11 004 0321	Tube PEHD	32	3,6	PE80	16 Bars	75,47	88,30
11 004 0401	Tube PEHD	40	4,5	PE80	16 Bars	116,64	136,47
11 004 0501	Tube PEHD	50	5,6	PE80	16 Bars	180,68	211,40
11 004 0631	Tube PEHD	63	7,1	PE80	16 Bars	281,17	327,16
11 004 0751	Tube PEHD	75	8,4	PE80	16 Bars	404,81	473,63
11 008 0901	Tube PEHD	90	8,2	PE100	16 Bars	488,62	571,60
11 008 1101	Tube PEHD	110	10,0	PE100	16 Bars	721,62	844,30
11 008 1251	Tube PEHD	125	11,4	PE100	16 Bars	934,26	1 093,08
11 008 1601	Tube PEHD	160	14,6	PE100	16 Bars	1 526,93	1 786,51
11 008 2001	Tube PEHD	200	18,2	PE100	16 Bars	2 397,85	2 805,48
11 008 2501	Tube PEHD	250	22,7	PE100	16 Bars	3 709,88	4 340,56
11 008 3151	Tube PEHD	315	28,6	PE100	16 Bars	5 881,51	6 881,37
11 008 4001	Tube PEHD	400	36,1	PE100	16 Bars	9 500,99	11 116,05
11 008 5001	Tube PEHD	500	45,4	PE100	16 Bars	14 816,89	17 335,76
11 008 6301	Tube PEHD	630	57,2	PE100	16 Bars	22 513,76	26 341,10

- TVA = 17%.

- Longueur de Tubes : du Diamètre ≤ au 20 mm les Tubes sont en couronne de 200 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre ≥ au 25 mm les Tubes sont en couronne de 100 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre 90 mm au 110mm les Tubes sont en rouleaux de 50 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm les Tubes sont en longueur de 12 ml.

- Longueur de Tubes : du Diamètre ≥ au 160 mm les tubes sont en longueur de 06 ml ou de 12 ml.

- Jonction par soudure électrique, ou avec raccords à compression.

- Pour toutes informations complémentaires, prière contacter le Service Commercial