



Département Irrigation et Drainage

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

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

OPTION : IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME :

**ETUDE DU PERIMETRE D'IRRIGATION EL
AMRA (SECTEUR1) W.AIN DEFLA**

Présenté par :

M^r : MOUHALI Abdennour

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r RASSOUL Abdelaziz	MCA	Président
M ^r YAHIAOUI Samir	MAA	Examineur
M ^r KERID Rachid	MAA	Examineur
M ^{me} AZIEZ Ouahiba	MMA	Examinatrice
M ^{me} SADOUNE Samra	MCB	Promotrice


Juin 2019


REMERCIEMENT


Je tiens à remercier avant tout DIEU le tout puissant de m'avoir donné le courage et les moyens nécessaires d'accomplir ce modeste travail en vue de l'obtention de mon diplôme.


Par la même occasion, je tiens à remercier tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail à savoir :

 *Ma promotrice Mme : SAADOUNE Samra,*


 *Mme AZIEZ Ouahiba pour son orientation et ses précieux conseils.*

 *Tous les membres de jury qui me feront l'honneur de m'examiner et de juger mon travail ;*

 *Tous les enseignants de l'Ecole Nationale supérieure de l'Hydraulique qui ont participé à ma formation ;*


 *À monsieur MISSOUM Rabia qui m'a proposé ce sujet et qui m'a apporté beaucoup de détails nécessaires pour son élaboration*


;

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

DEDICACE


*Du fond du cœur, je dédie ce modeste travail en signe
de reconnaissance et de respect :*

 *A mon père et à ma mère pour tous les sacrifices
et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait
preuve pour que je réussisse.*

 *A ma jumelle Asma qui m'a donnée de la force
dans les moments difficiles ;*

 *A mon petit frère Seifeddine.*

 *A mon frère Amine et sa femme Hadjer*

 *A mes cher amis et frères : Saleh, Amir, Fayçal,
Abdelhak, Ahmed, Anis, Ayoub, Kamel, Mehdi,
Ilyes, Akrem, youcef, Tayeb, Lhoocine, Hakim,
Abdelkader, Sohaib, Saleh, Amir, Yacine,
Mouhamed, Hichem, Messoud et à tous les autres
son exception.*

ملخص:

من خلال هذه الدراسة يتبين لنا أن للسقي أهمية كبيرة في تطوير الزراعة وزيادة الإنتاج، لأنه في هذه الحالة (منطقة العامرة الشبه قاحلة) نسبة تساقط الأمطار غير كافية ومتذبذبة، مما يستدعي إدخال تقنيات سقي حديثة كالرش المحوري وذلك للتحكم في كمية الماء المستعملة في السقي، والتقليل من نسبة ضياعه سواء بالتبخر أو التسرب في التربة. ولكن وقيل كل هذا يتوجب المرور بشبكة ري كاملة لتوصيل الماء من السد الى غاية مربيط الري.

وأخيرا، نصحنا الفلاحين باستعمال هذه التقنيات الحديثة في السقي واستعمالها في المساحات المسقية الكبرى، من أجل الوصول إلى الاستغلال المكثف للزراعة في الجزائر.

كلمات مفتاحية: السقي، الرش المحوري، المناطق شبه قاحلة، شبكة ري، سد.

Résumé :

De cette étude, il en sort que l'irrigation est indispensable pour développer l'agriculture, car dans notre cas (périmètre d'El Amra, zone semi-aride), les précipitations sont insuffisantes et irrégulières. Ce qui implique l'introduction de nouvelles techniques d'irrigation telle que le système d'irrigation par l'aspersion, pour maîtriser la quantité d'eau utilisée et pour optimiser l'utilisation de l'eau par la plante et limiter les pertes par percolation et évaporation. Mais avant cela il faut passer par tout un réseau d'acheminement de l'eau du barrage de sidi M'Hamed Ben Taiba jusqu'aux bornes d'irrigation.

Enfin nous conseillons les agriculteurs d'utiliser ces nouvelles techniques d'irrigation et de les introduire dans les grands périmètres d'irrigation pour une intensification de l'agriculture en Algérie.

Mots clés : irrigation, aspersion, les zones semi-arides, réseau d'irrigation, barrage.

Abstract :

This study, aims at revealing me importance in developing agriculture especialy in our case (the semi-arid area) were rainfall is insufficient and erratic. This implies the introduction of new irrigation techniques such as sprinkler to control the amount of water used and limit percolation losses and evaporation. But before that, we must go through an irrigation network from the dam of Sidi M'Hamed Ben Taiba to the irrigation terminals.

Finally, we recommend farmers to use these new irrigation techniques and introduce them in large irrigation schemes for agricultural intensification in Algeria.

Key words: irrigation, sprinkler, semi-arid area, irrigation network, dam.

SOMMAIRE

Introduction generale	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

I.1. Introduction :	3
I.2. Situation et climat	3
I.2.1. Situation géographique	3
I.2.2. Climatologie.....	4
I.3. Caractéristiques de la région	12
I.3.1. Géologie :	12
I.3.2. Géomorphologie :	13
I.4. Conclusion :	13

Chapitre II : Etude agro-pédologique

II.1. Introduction	14
II.2. Classification du sol de la région d'étude.....	14
II.3. Profil pédologique :	14
II.3.1. Description du profil pédologique :	14
II.3.2. Caractéristiques physiques du sol :	15
II.3.3. Caractéristique chimiques du sol :	17
II.4. Qualité des eaux d'irrigation :	18
II.4.1. La salinité :	18
II.4.2. La conductivité électrique :	18
II.4.3. Le coefficient d'adsorption du sodium (S.A.R) :	18
II.5. Ressource d'eau d'irrigation :	19
II.5.1. Caractéristique des eaux d'irrigation :	20
II.6. Les aptitudes culturales Analyse des conditions agricoles	20
II.6.1. Climat :	20
II.6.2. Sol :	20
II.7. Assolement et rotation choisis :	20
II.7.1. Définitions :	20
II.8. Conclusion :	23

Chapitre III : Etude hydrologique

III.1. Introduction	24
III.2. Réseau hydrographique :	24

III.3. Traitement des données pluviométriques :.....	24
III.3.1. Homogénéité de la série pluviométrique :.....	24
III.3.2. Etudes des précipitations mensuelles et annuelles :.....	27
III.4. Ajustement statistique des pluies :	29
III.4.1. Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale :.....	30
III.4.2. Ajustement à la loi log-normale (Galton) :	31
III.4.3. Test de validité d'un ajustement :.....	32
III.5. Détermination de l'année de calcul :	34
III.6. Conclusion :.....	35

Chapitre IV : Choix des techniques d'arrosage

IV.1. Introduction :.....	36
IV.2. Les techniques d'arrosage des cultures :.....	36
IV.2.1. L'irrigation gravitaire :.....	36
IV.2.2. L'irrigation par aspersion :.....	38
IV.2.3. L'irrigation localisée :.....	38
IV.3. Choix des techniques d'arrosage :	39
IV.3.1. Les contraintes naturelles :.....	39
IV.3.2. Les contraintes techniques :	40
IV.3.3. Les contraintes agronomiques :.....	40
IV.4. Conclusion :	40

Chapitre v : besoin en eau des cultures

V.1. Introduction :.....	41
V.2. Définition d'un régime d'irrigation :.....	41
V.3. Besoins en eau des cultures :.....	41
V.3.1. Définition :	41
V.3.2. L'évapotranspiration :	41
A. L'évapotranspiromètre ou cuve lysimétrique :.....	42
B. Le bac évaporant :	43
C. L'évaporomètre piche :	43
A. Formule de Blaney et Criddle :	43
V.3.3. Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures :.....	48
V.4. Conclusion :.....	54

Chapitre VI : etude du systeme d'adduction

VI.1. Introduction.....	55
-------------------------	----

VI.2. Présentation du projet du périmètre El Amra (secteur 1) :	55
VI.3. Organisation du périmètre : Ilots d'irrigation	56
VI.3.1. Implantation des bornes (Plan de bornage) :	56
VI.3.2. Tracé du réseau :	57
VI.4. Modalités de distribution :	58
VI.4.1. Distribution à la demande :	58
VI.4.2. Distribution au tour d'arrosage :	58
VI.5. Calcul du débit aux bornes :	59
VI.5.1. Choix du diamètre de la borne :	59
VI.6. Schéma d'aménagement hydro-agricole Variantes d'aménagement :	61
VI.6.1. Schéma d'adduction :	61
VI.6.2. Schéma de distribution :	61
VI.7. Dimensionnement de conduit gravitaire (barrage-piquage) :	62
VI.7.1. Caractéristiques de la conduite gravitaire :	62
VI.8. Adduction par refoulement (SP-réservoir de distribution) :	64
VI.8.1. Caractéristique de la conduite de refoulement :	64
VI.8.2. Calcul du diamètre économique :	64
VI.9. Dimensionnement du la station de pompage :	65
VI.9.1. Caractéristiques générales de la station de pompage :	65
VI.9.2. Choix de type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP) :	65
VI.9.3. Bâtiment de la station de pompage :	69
VI.9.4. Dimensionnement du bâtiment de la station pompage :	70
VI.10. Dimensionnement du réservoir de distribution :	72
VI.11. Dimensionnement du réseau de distribution :	73
VI.11.1. Caractéristiques des conduites du réseau de distribution gravitaire :	73
VI.11.2. Vitesses admissibles :	73
VI.11.3. Choix du matériau des conduites :	73
VI.11.4. Caractéristiques des canalisations :	74
VI.11.5. Calcul des diamètres :	75
VI.11.6. Calcul des pertes de charge :	75
VI.12. Conclusion :	79
Chapitre VII : dimensionnement du resau d'irrigation	
VII.1. Introduction :	80
VII.2. Dimensionnement d'un réseau d'asperseur :	80

VII.2.1. Données générales :	80
VII.2.2. Dose pratique : RFU :	80
VII.2.3. Le diamètre de l'ajutage :	80
VII.2.4. Calcul de la portée du jet (L) :	81
V.II.5. Ecartements entre les rampes et arroseurs :	82
VII.2.5. Vérification de la pluviométrie ($P < K$) :	82
V.II.6.2. Vérification de la pluviométrie de l'asperseur :	83
VII.2.6. Paramètres d'arrosage :	83
V.II.7.4. Calcul de la dose brute :	83
VII.3. Calculs hydrauliques :	84
VII.3.1. Dimensionnement hydraulique des rampes :	84
VII.3.2. Dimensionnement de la porte rampe :	85
VII.3.3. Calcul des pertes de charge :	86
VII.3.4. Calcul de la pression en tête du réseau :	87
VII.4. Conclusion :	87
Chapitre VIII : Calcul technico-économique	
VIII.1. Introduction :	88
VIII.2. Différents travaux à entreprendre :	88
VIII.2.1. Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution :	88
VIII.2.2. Travaux concernant la station de pompage :	89
VIII.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution :	90
VIII.3.2. Calcul du volume de déblai :	91
VIII.3.3. Calcul du volume de lit de sable :	91
VIII.3.4. Calcul du volume de remblai :	92
VIII.4. Estimation de cout total de projet :	93
VIII.4.1. Estimation de cout de pose de canalisation de l'adduction :	93
VIII.4.2. Estimation du cout de la station de pompage :	93
VIII.4.3. Estimation du cout du réservoir :	96
VIII.4.4. Estimation du cout du réseau de distribution :	98
VIII.4.5. Estimation Des équipements interne de la parcelle :	99
VIII.5. Devis estimatif de projet :	100
VIII.6. Conclusion :	100
CONCLUSION GENERALE :	101
REFERENCE BIBLIOGRAPHIE :	102

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

Tableau I-1 : Pluviométrie moyenne mensuelle.....	5
Tableau I-2 : Nombre moyen des jours pluvieux.....	5
Tableau I-3 : Température moyenne mensuelle.....	6
Tableau I-4 : Nébulosité moyenne mensuelle.....	7
Tableau I-5 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (2001à2014).....	8
Tableau I-6 : L'évaporation moyenne mensuelle (2001à2014).....	8
Tableau I-7 : Insolation moyennes mensuelles (2001à2014).....	9
Tableau I-8 : Insolation moyennes mensuelles (2001à2014).....	9
Tableau I-9 : Limite des climats d'après l'indice climatique de Martonne.....	10

Chapitre II : Etude agro-pédologique

Tableau II-1 : Fiche analytique.....	17
Tableau II-2 : caractéristiques des eaux d'irrigation.....	20
Tableau II-3 : Assolement et période de végétation des cultures.....	22

Chapitre VIII : Calcul technico-économique

Tableau III-1 : Détail de calcul d'homogénéité de la série pluviométrique à la station de référence (011804).....	25
Tableau III-2 : Pluies moyennes mensuelles et annuelles de la station de référence (011804).....	28
Tableau III-3 : résultat de khi carré par le logiciel hyfran pour la loi normale.....	31
Tableau III-4 : résultat de khi carré par le logiciel hyfran pour la loi log-normal.....	32
Tableau III-5 : Ajustement à la loi log-normal (Galton).....	34
Tableau III-6 : Ajustement à la loi log-normal (Galton).....	34
Tableau III-7 : pluviométrie moyenne pour chaque mois en (mm).....	35

Chapitre V : Besoin en eau des cultures

Tableau V-1 : Evapotranspiration en mm/jour.....	46
Tableau V-2 : Evapotranspiration de référence (ET _o) de la zone d'étude selon Penman Monteith.....	46
Tableau V-4 : Précipitation efficace dans la zone d'étude.....	48
Tableau V-3 : Calcul de la pluie efficace par le Cropwat.....	48
Tableau V-5 : Les besoins en eau de pomme de terre.....	49

Tableau V-6 : Les besoins en eau de sorgho fourrager	50
Tableau V-7 : Les besoins en eau de luzerne	50
Tableau V-8 : Les besoins en eau de l'artichaut	50
Tableau V-9 : Les besoins en eau de melon	51
Tableau V-10 : Les besoins en eau de chou	51
Tableau V-11 : Les besoins en eau de maïs fourrager	51
Tableau V-12 : Récapitulatif des besoins	52

Chapitre VI: Etude du système d'adduction

Tableau VI-1 : Choix du diamètre de la borne	59
Tableau VI-2 : Le calcul des débits des prises et des bornes est présenté dans le tableau V-2	59
Tableau VI-3 : Coefficients K' , m , β pour différents types de matériau.....	63
Tableau VI-4 : Choix du type de bâtiment	67
Tableau VI-5 : Choix du type de bâtiment	70
Tableau VI-6 : Dimensions du bâtiment de la station de pompage	72
Tableau VI-7 : Dimensions du réservoir de stockage projeté	73
Tableau VI-8 : Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon	76
Tableau VI-9 : Résultats de calcul (vitesse, perte de charge et pressions).....	77

Chapitre VIII : Calcul technico-économique

Tableau VIII-1 : Calcul du volume de déblai.....	91
Tableau VIII-2 : calcul du volume de sable	92
Tableau VIII-3 : Calcul du volume de remblai	92
Tableau VIII-4 : Estimation du cout de pose de canalisation de l'adduction	93
Tableau VIII-5 : Estimation de cout de deux stations de pompage	96
Tableau VIII-6 : Estimation du cout de pose du réservoir	98
Tableau VIII-7 : Factures pro-forma des pièces du réseau distribution.....	98
Tableau VIII-8 : Estimation Des équipements interne de la parcelle.....	99

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

Figure I-1 Présentation de la zone d'étude	3
Figure I-2 : Graphe des températures	6
Figure I-3 Rose des vents	8
Figure I-4 : Diagramme bioclimatique d'Emberger	11
Figure I-5 : Climogramme de Gaussen	12

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III-1 : Loi Normale (Maximum de vraisemblance)	30
Figure III-2 : Loi log-normale (Maximum de vraisemblance)	32

Chapitre VI: Etude du système d'adduction

Figure VI-1 : Présentation du périmètre El Amra et ses deux secteurs	56
Figure VI-2 : Schéma d'aménagement hydro-agricole du périmètre El Amra	61
Figure VI-3 : caractéristique de la pompe d'après caprari	68

Chapitre VII : Dimensionnement du réseau d'irrigation

Figure VII-1 : fiche technique d'un arroseur de type Perrot	82
---	----

Chapitre VIII : Calcul technico-économique

Figure VIII-1 : Schéma d'une tranchée	90
---	----

LISTE DES PLANCHES

Planche 1 : Plan de situation.

Planche 2 : Plan des parcelles et de distribution.

Planche 3 : Plan du réseau d'irrigation.

Planche 4 : Profil en long de la conduite de refoulement.

Planche 5 : Profil en long de la conduite de distribution.

Introduction générale

L'homme a vu très tôt l'intérêt qu'il avait à apporter sur les terres qu'il cultivait en apportant le nécessaire aux plantes pour se développer, ce qui permet d'atteindre leur croissance maximum, par le biais de l'irrigation.

Mais cette définition très simple cache un problème d'ensemble très ardu : il s'agit d'abord de trouver dans un rayon relativement restreint une eau disponible ; il faudra ensuite l'amener sur les lieux de culture, puis la répartir entre toutes les plantes en quantités bien déterminées. Une solution intégrée de ce problème ne peut être trouvée en dehors de certaines règles précises d'ordre technique, agronomique, financier. Ces règles, nous pouvons les établir par le raisonnement.

Le recours à l'irrigation est dans bien des cas nécessaire pour garantir le maintien d'un niveau de production suffisant dans de nombreuses régions du monde, et pour rentabiliser l'investissement consenti et se prémunir contre les aléas climatiques et sécuriser la production.

L'approche présentée dans le présent mémoire a été établie pour l'étude du périmètre d'irrigation d'El Amra dans la wilaya d'Ain Defla.

Afin d'élaborer notre travail, nous avons réalisé un ensemble d'étude, divisées en deux parties :

La première partie, se compose de ce qui suit :

- Présenter la zone où se trouve le périmètre.
- Analyser la composante climatique, dont la connaissance est indispensable pour définir l'action de ses éléments sur l'environnement et en particulier sur les plantes.
- Apprécier les potentialités du sol à travers la détermination de ses caractéristiques physicochimiques et son aptitude à recevoir les cultures.
- Evaluer la qualité des eaux d'irrigation pour voir dans quelle mesure, elle sera adaptée à l'usage prévus.
- Choisir les cultures à mettre en place, afin de conditionner la réussite technique et financière du système cultural.
- Déterminer les besoins en eau des cultures choisies

- La deuxième partie englobe l'étude technique, dans laquelle nous avons :
- - Proposé et calculé l'adduction et les installations des systèmes d'irrigation au niveau des parcelles.
- - Dimensionné le réseau de distribution et déterminer les équipements qui constituent ce réseau.
- Pour cela, nous espérons que le travail que nous présenterons, aidera à concevoir et à mener à bien ce projet qui apparait de plus en plus nécessaire pour diversifier et intensifier la production de ce périmètre.

CHAPITRE I : ANALYSE DES CONDITIONS NATURELLES

I.1. Introduction :

La présentation de la zone est nécessaire avant tout projet d'irrigation pour connaître toutes les caractéristiques du site, donc dans ce chapitre on a essayé de faire une présentation détaillée de notre zone d'étude, du point de vue situation géographique, caractéristiques climatiques, et socioéconomiques ...

I.2. Situation et climat

I.2.1. Situation géographique

Le périmètre d'E1-Amra se situe sur la rive droite de l'oued Cheliff le long duquel elle s'allonge d'est en ouest sur un peu moins de 30 Km avec une largeur de 5 Km. Il se trouve précisément à 5km à l'ouest d'Ain Defla. Il est limité par :

- ❖ Au Nord : les montagnes du d'Ahra.
- ❖ Au Sud : l'oued Cheliff et le mont de l'Ouarsenis.
- ❖ A l'Est : le Chaabet Sidi-Mahdjoub et le massif du Doui.
- ❖ A l'Ouest : la plains d'E1-Asnam.

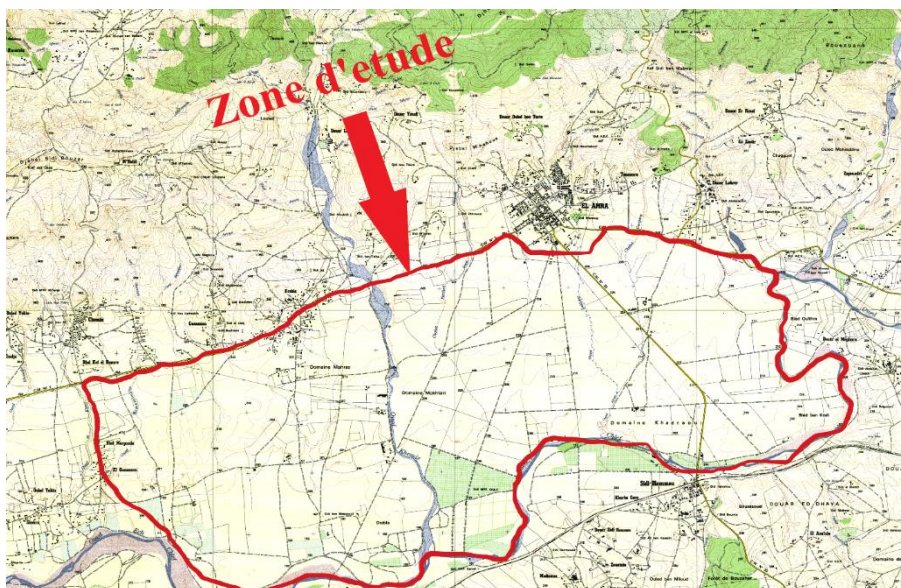


Figure I-1 Présentation de la zone d'étude

Elle s'étage entre 200 et 300m d'altitude par rapport au niveau de la mer.

Les coordonnées de la parcelle sont :

Longitude : $X=1^{\circ}45$ —————> $1^{\circ}53$ Est.

Latitude : $Y=36^{\circ}10$ —————> $36^{\circ}15$ Nord.

Altitude $Z=250$ m

(Voir Fig : I.1)

I.2.2. Climatologie

Les précipitations, la température, le vent, l'évaporation et l'humidité relative constituent les principales composantes du climat, c'est ce qui caractérise l'ensemble des phénomènes météorologique de l'état de l'atmosphère et de son évolution dans un lieu donné.

I.2.2.1. Pluviométrie :

a)Pluviométrie moyenne mensuelle

La pluviométrie annuelle moyenne dont les variations d'une année sur l'autre sont importantes. Le régime pluviométrique est très variable en volume et en répartition dans le temps. Il se caractérise par un hiver humide et un été sec et deux saisons intermédiaires pluvieuses.

Voici la Pluviométrie moyenne mensuelle sur une période d'observation de 104ans (1910à 2014) à la station d'Ain Defla (la série pluviométrique est représentée à l'Annexe).

Code station : 011804

Coordonné de la station :

X : 434.6

Y : 329.9

Z : 270

Tableau I-1 : Pluviométrie moyenne mensuelle

mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Des	Année
P (mm)	67	61.5	52.9	42.1	36.9	12.2	1.9	3.6	21.5	40.6	65.4	70.6	466.2

Source A.N.R.H (service hydrologie)

b) Répartition annuelle de la pluviométrie

L'analyse du tableau ; nous montre que la pluviométrie annuelle moyenne est répartie comme suit :

- Saison pluvieuse de Novembre à Mars.
- Saison sèche de juin à septembre.
- Saison moyenne d'Avril, Mai et Octobre.

c) Nombre moyen de jours pluvieux

La moyenne mensuelle des journées pluvieuses dans la région sur une période de 104ans (1910-2014) est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I-2 : Nombre moyen des jours pluvieux.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Jour	12	10	7	7	5	2	0	1	3	5	7	11

Source A.N.R.H (service hydrologie)

I.2.2.2. Température :

L'examen des températures moyennes observées permet de conclure que le climat du haut Cheliff a un caractère de continentalité marqué (écart) de 20° entre les températures de Juillet-Aout et celle de Décembre. Les étés sont chauds et secs, et les hivers assez froids, tempérés et pluvieux, avec un printemps écourté et un automne très bref. Les températures minimales présentent un intérêt particulier, car il s'agit de températures qui peuvent être critiques pour la vie des plantes.

a)Température moyenne mensuelle :

Relevés mensuels moyens des températures sur une période de 13 ans (2001à2014).

Tableau I-3 : Température moyenne mensuelle.

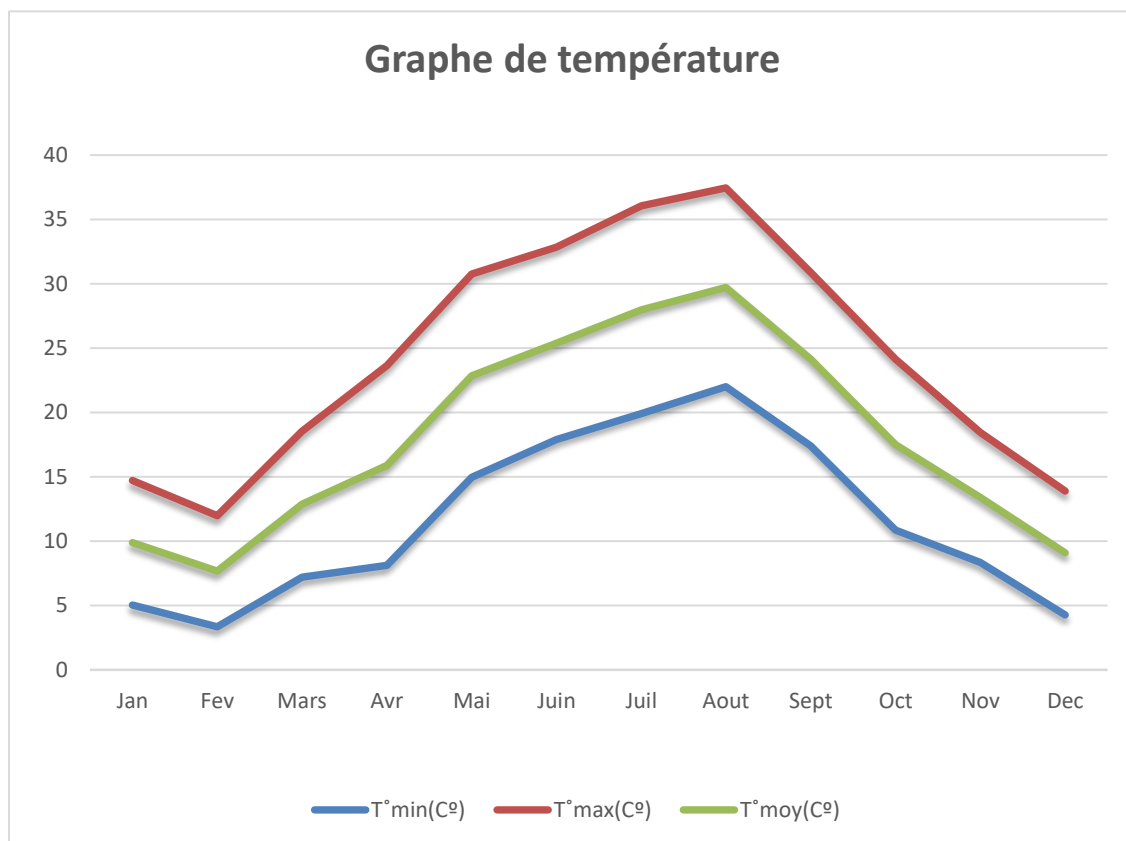
Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
T°min(C°)	5,04	3,34	7,2	8,12	14,95	17,89	19,91	22.01	17,4	10.86	8,35	4,26
T°max(C°)	14,71	11,98	18,54	23,63	30,76	32,85	36,04	37,44	30,88	24,14	18,43	13,9
T°moy(C°)	9.89	7.66	12.87	15.87	22.85	25.37	27.97	29.72	24.14	17.50	13.39	9.08

Source A.N.R.H (service hydrologie)

La lecture des résultats portés sur le tableau précédent, nous permet de déduire ce qui suit :

- Le mois de Février correspond à la moyenne du mois le plus froid (7.66C°)
- Le mois d'Aout correspond à la moyenne du mois le plus chaud (29.72C°)
- La température moyenne annuelle est de 18.02°C.

Apartir du tableau I.3 on trace les graphes des températures (Fig : I.2)

**Figure I-2 : Graphe des températures**

I.2.2.3. Nébulosité :

La nébulosité est la fraction de la voute céleste occultée en un lieu et a un instant donnés par un tout ou une partie des nuages et une grandeur mesurable, usuellement évaluée par l'observateur en octas (ou en dixièmes).

Les valeurs moyennes mensuelles de la nébulosité pour une période de 13 ans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I-4 : Nébulosité moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
Valeur	4,9	4,4	4,3	4,5	3,3	2,9	2,0	2,3	3,2	4,2	4,8	4,6	3,78

Source : ANRH

- La valeur mensuelle maximale est de 4,9 observée au mois de Janvier et Novembre.
- La valeur mensuelle minimale est de 2,0 observée au mois de Juillet.
- Nébulosité = 10 indique un ciel totalement couvert.
- Nébulosité = 0 indique un ciel tout à fait clair.

I.2.2.4. Vent :

Il correspond au déplacement d'une masse d'air consécutif à des différences locale des températures et de pression. Il peut être une brise légère ou une forte tempête. Sa vitesse et son amplitude géographique peuvent être très variable dans l'espace et dans le temps. Il peut être considéré comme un agent de transport, un facteur climatique et un facteur mécanique. Son influence sur le sol se caractérise par l'évaporation, l'érosion et la distribution, c'est pourquoi il est très important de connaître sa vitesse et sa direction.

- Les vents proviennent des directions suivantes :

N = 1,2% N.E = 16,5% N.W=6.1% S = 3,5%

S.E = 1,4% S.W = 10,6% W = 16,8% E = 6,5%

La rose des vents est tracée suivant ces valeurs (Fig : I.3)

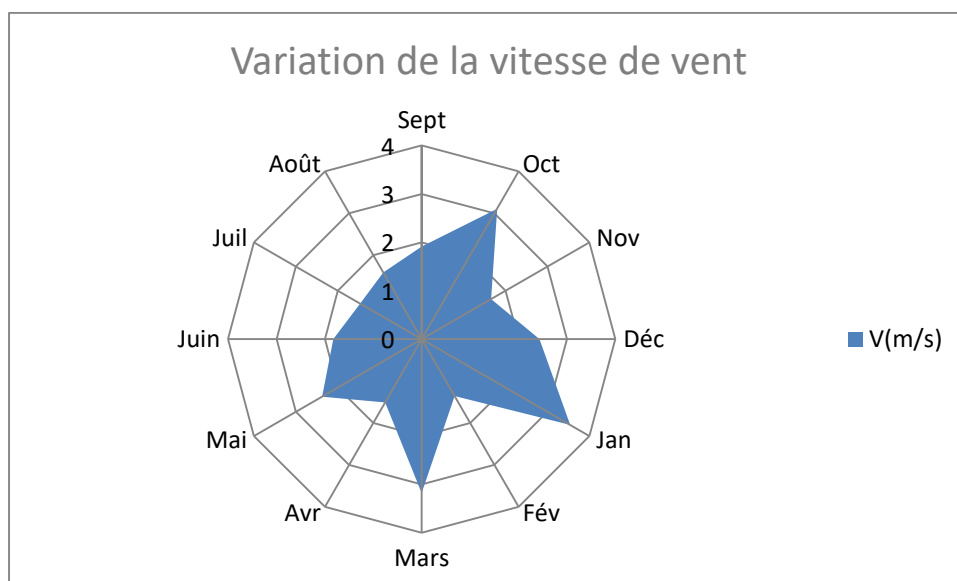


Figure I-3 Rose des vents

Tableau I-5 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (2001à2014)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
V(m/s)	1,91	3.11	1,65	2,43	3,54	1,36	3,18	1,51	2,38	1,83	1,47	1,59

Source : ANRH

- La vitesse maximale est de 3,54m/s, elle est observée au mois de Janvier.
- La vitesse minimale est de 1,36m/s, elle est observée au mois de Février.

I.2.2.5. Evaporation :

L'évaporation est le passage de la phase liquide d'une substance a sa phase gazeuse. Ce phénomène se réalise grâce aux facteurs suivants : La température ambiante, la faible pression atmosphérique, l'humidité relativement faible, la vitesse du vent et l'immensité de la surface d'eau.

L'évaporation est mesurée par un bac cylindrique (bac classe A).

Tableau I-6 : L'évaporation moyenne mensuelle (2001à2014)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
Evapo (mm)	46.9	44,6	93,8	141	227,8	238,3	293,1	267,7	179,8	111,6	56,4	48,1	1749

Source : ANRH

L'évaporation atteint son paroxysme au mois de Juillet. Elle atteint 293,1mm.

I.2.2.6. Insolation :

L'insolation est la durée effective ou le sol subit les rayons solaires.

Tableau I-7 : Insolations moyennes mensuelles (2001à2014)

Tableau I-7 : Insolations moyennes mensuelles (2001à2014)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
Insolation (heures)	5,38	7,11	8,13	8,5	9,74	11,21	12,36	10,47	9,33	7,12	6,39	5,01

Source : ANRH

I.2.2.7. Humidité relative de l'air :

L'humidité relative est le rapport de la quantité de vapeur d'eau contenue dans l'air sur la quantité de vapeur d'eau maximale possible.

L'humidité relative moyenne mensuelle est représentée dans le tableau suivant :

Tableau I-8 : Insolations moyennes mensuelles (2001à2014)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
Hr (%)	62.3	64.8	54.7	58.8	51.6	50.3	49.2	49.5	52.4	53.3	55.7	60.2	51.13

Source : ANRH

- Le mois le plus humide est le mois de février avec 64.8%
- Le mois le moins humide est le mois de Juillet avec 49.2%.

I.2.2.8. Indice climatique :

a) Indice d'aridité de Martonne ^[4]

L'indice d'aridité (De Martonne, 1923) est défini comme le rapport entre la hauteur moyenne des précipitations annuelles et la moyenne des températures annuelles. Il permet de connaître le degré de sécheresse de la région :

$$I_A = \frac{P}{T+10} \dots \dots \dots I-1$$

I_A : indice climatique

P : précipitation moyenne annuelle (mm)

T : température moyenne annuelle (°C)

A.N :

$$I_A = \frac{466.2}{18.02+10} = 16.44$$

$$I_A = 16.44$$

Tableau I-9 : Limite des climats d'après l'indice climatique de Martonne

Valeur d'IA	Type de climat	Irrigation
$IA \leq 5$	Désertique	Indispensable
$5 < IA \leq 10$	Très sec	Indispensable
$10 < IA \leq 20$	Sec	Souvent indispensable
$20 < IA \leq 30$	Relativement humide	Parfois utile
$IA > 30$	Humide	Inutile

Donc d'après le résultat du calcul précédant on a $10 < IA \leq 20$ d'où notre climat est Sec, alors l'irrigation est Souvent indispensable.

1) Quotient pluviométrique d'Emberger ^[4]

Le quotient pluviométrique d'EMBERGER (Q2) est déterminé par la combinaison des 3 principaux facteurs du climat (précipitation moyenne annuelle, moyenne des températures maximales, moyenne des températures minimales) dans le but d'exprimer la sécheresse globale d'un climat en prenant compte le rapport entre la dépense en eau et l'apport.

Expression définitive du quotient Q :

$$Q = 2000 \frac{P}{(M^2)-(m^2)} \dots\dots\dots I-2$$

Avec :

P : précipitation moyenne annuelle (mm)

M : moyenne des températures maximales (Kelvin)

m : moyenne des températures minimales (Kelvin)

$$M = 37.44 + 273 = 310.44$$

$$m = 3.34 + 273 = 276.34$$

D'après le diagramme bioclimatique d'Emberger, on peut dire que le climat de notre région est un climat semi-aride à hiver chaud.

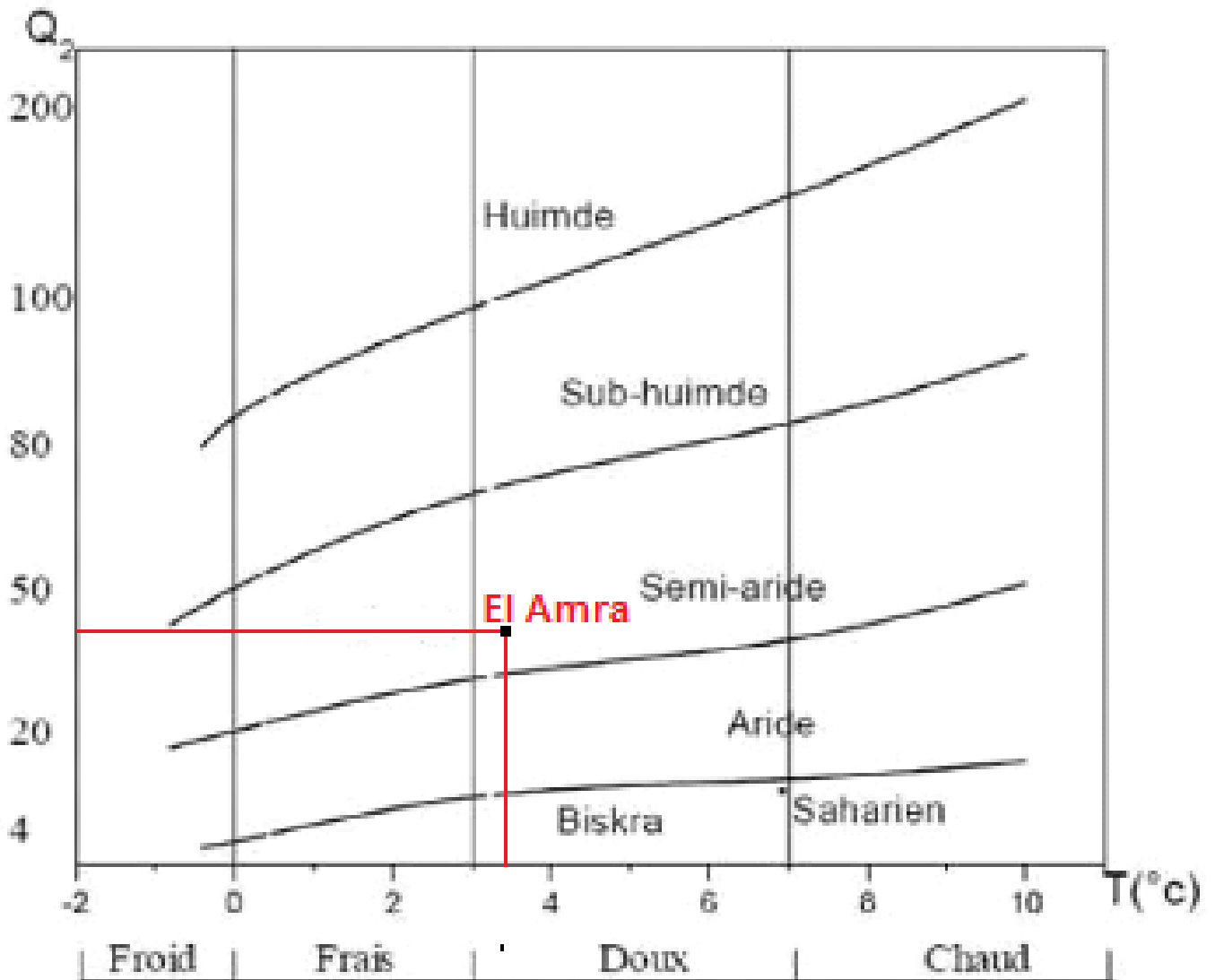


Figure I-4 : Diagramme bioclimatique d'Emberger ^[5]

2) Climogramme de Gaussen

Le climogramme de Gaussen est une représentation graphique de variation de précipitation et de température en fonction du temps (mois) pour mettre en évidence les périodes de sécheresses. Ce qui nous permet de juger de la période où l'irrigation est de rigueur (période sèche).

Dans notre cas, la période sèche commence du mois d'Avril jusqu'au mois d'Octobre (figureI.4).

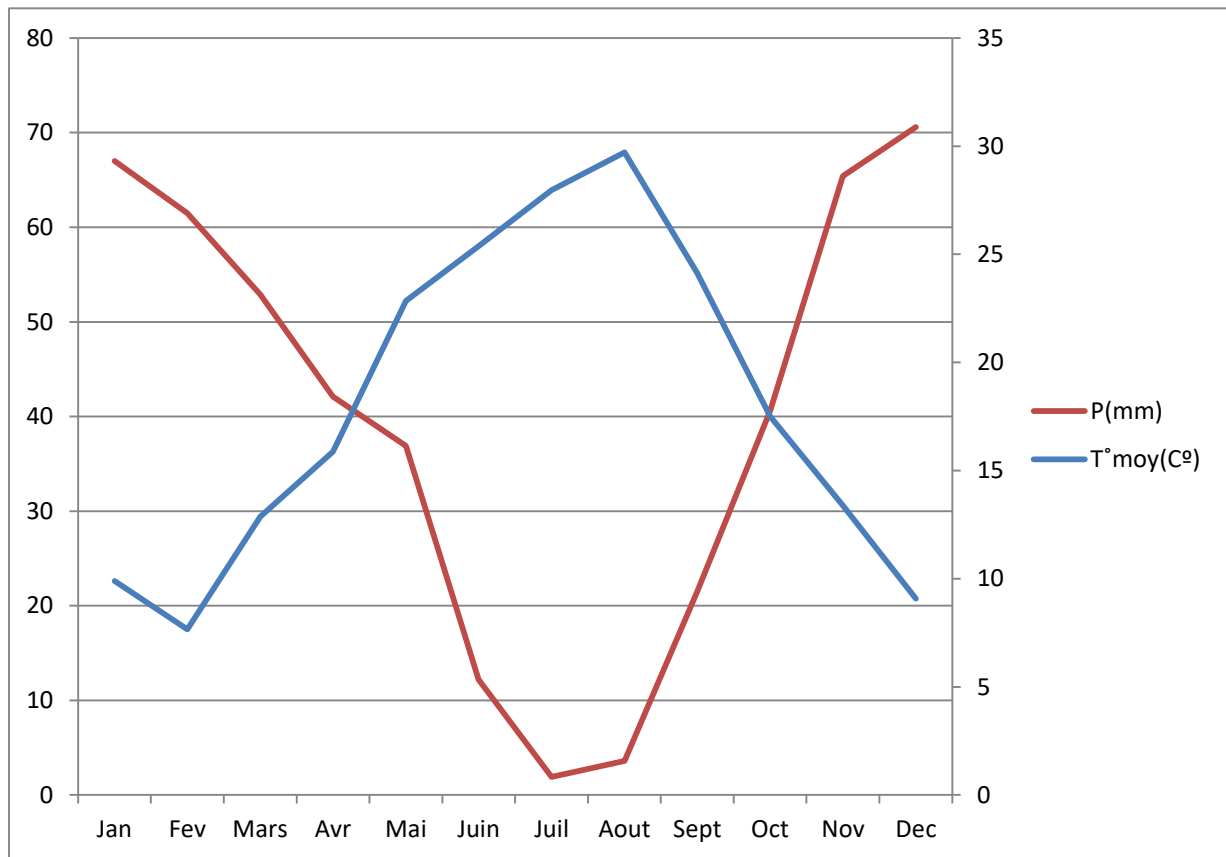


Figure I-5 : Climogramme de Gausse

I.3. Caractéristiques de la région

I.3.1. Géologie :

La plaine d'El-Amra est un synclinosium néogène reposant sur un substratum crétacé. Ces terrains crétaqués, essentiellement marneux, constituent une limite étanche pour les eaux souterraines.

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

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

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

I.3.2. Géomorphologie :

L'oued Cheliff empruntant le synclinal a formé sa plaine alluviale. Cette plaine est bordée au Nord par un vaste glacis d'accumulation dont les matériaux proviennent uniquement des massifs latéraux. On distingue :

- Le lit majeur de l'oued Cheliff.
- La plaine alluviale proprement dite.
- Le glacis d'accumulation latérale.

I.4. Conclusion :

D'après les analyses des conditions naturelles, nous pouvons conclure que :

Le climat est Sec selon la méthode d'Emberger, l'irrigation est Souvent indispensable à partir du mois d'Avril jusqu'au mois d'Octobre, la période pluvieuse commence du mois de Décembre pour se terminer le mois d'Avril, les mois les plus secs sont Juillet et Août.

CHAPITRE II : ETUDE AGRO-PEDOLOGIQUE**II.1. Introduction**

Le but de cette étude est la délimitation des différents types de sols ainsi que l'appréciation des possibilités de leur mise en valeur en cultures irriguées. Cette étude est fondée d'une part sur l'analyse de la texture et la structure du sol, et d'autre part sur l'évaluation de la perméabilité et des facteurs qui pourraient limiter la pénétration des racines des plantes en profondeur.

II.2. Classification du sol de la région d'étude

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

- Classe des sols calcimagnésiques
- Classe des sols à sesquioxydes de fer
- Classe des sols peu évolués
- Classe des sols isohumiques
- Classe des vertisols

II.3. Profil pédologique : ^[6]

Un profil pédologique est un type de profil de terrain montrant une coupe verticale d'un sol depuis sa surface jusqu'à atteindre du matériau relativement peu altéré. Autrement exprimé, il est une coupe verticale d'un sol qui met en évidence l'épaisseur et la succession des différents horizons.

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

II.3.1. Description du profil pédologique : ^[6]

Le point d'implantation du profil au niveau de la parcelle est désigné aléatoirement. La profondeur du profil dépend des caractéristiques des sols observés sur site, quand à la profondeur des horizons est en fonction du changement de la couleur.

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

- **Horizon A** : 0 – 24 cm
- **Horizon B** : 24 – 68 cm
- **Horizon C** : 68 – 90 cm
- **Horizon D** : 90 – 140 cm

Couleur

- **Horizon A** : brun rouge.
- **Horizon B** : brun rouge.
- **Horizon C** : rouge jaunâtre.
- **Horizon D** : rouge jaunâtre.

II.3.2. Caractéristiques physiques du sol :

Le sol est caractérisé par un certain nombre de paramètres physiques mesurables. Les valeurs de ces paramètres sont généralement en fonction, à la fois, de la structure et de la texture du sol, sans toutefois leur être rigoureusement liés.

II.3.2.1. La texture :

La texture d'un sol est la répartition granulométrique de ses constituants. C'est la proportion entre les petites particules, les argiles, les particules de taille moyenne, les limons, et particules de grande taille, les sables (dont le diamètre reste tout de même inférieur à 2 mm)

II.3.2.2. La structure :

La structure du sol fait référence au mode d'assemblage des particules du sol (sable, limon et argile), lesquelles se regroupent sous forme de grumeaux ou d'agrégats. Les agrégats du sol sont liés entre eux par les constituants de l'argile, de la matière organique et les exsudats racinaires. L'état de la structure du sol a un effet important sur l'établissement des cultures, leur croissance et leur rendement.

II.3.2.3. La perméabilité : [6]

La perméabilité du sol est définie par sa vitesse d'infiltration qui est la vitesse apparente de l'eau s'écoulant à travers un sol saturé, sous une pente motrice égale à l'unité c'est le coefficient K de la loi de Darcy.

Selon les différentes valeurs de K, on peut classer les sols comme suit :

✓ Sols imperméables	✓ $K < 10^{-6} \text{m/s}$
✓ Sols peu perméables	✓ $10^{-6} < K < 5 \cdot 10^{-6}$
✓ Sols perméables	✓ $5 \cdot 10^{-6} < K < 5 \cdot 10^{-5}$
✓ Sols très perméables	✓ $K > 5 \cdot 10^{-5}$

Notre périmètre a un sol peu perméable ($K=2.5 \cdot 10^{-6}$)

II.3.2.4. La densité apparente (d_a) :

C'est le rapport entre le poids d'un volume donné du sol sec à l'étuve et le poids égal d'un volume d'eau, son évaluation est basée sur la texture du sol.

II.3.2.5. La densité réelle (d_r) :

. C'est la densité des particules solides constitutives du sol. Elle est le rapport entre le poids d'un sol et son volume réel, la densité réelle varie très peu d'un sol à un autre.

II.3.2.6. La porosité totale P :

C'est le rapport, exprimé en pourcentage, entre le volume des vides contenus dans le sol et le volume total de ce sol.

On définit également la porosité totale comme étant le rapport du volume de l'espace poral (qui n'est pas occupé par les particules solides) ou volume total ou apparent. On établit la relation suivante :

$$P\% = \left[\frac{d_r - d_a}{d_r} \right] 100 \dots \dots \dots \text{II-1}$$

Avec :

d_r : densité réelle

d_a : densité apparente

II.3.3. Caractéristique chimiques du sol :

L'analyse chimique du sol est faite pour le PH, la conductivité électrique, densité apparente, densité réelle.

Tableau II-1 : Fiche analytique

Profondeur des sols	0 - 24	24 - 68	68 - 90	90 - 140
Argile	34	47	43	44
Limon fin	21	16	20	23
Limon grossier	23	17	14	14
Sable fin	15	11	10	9
Sable grossier	2	2	6	2
PH	7.2	7.6	7.7	7.8
Conductivité (mmhos/cm)	0.6	0.5	0.7	0.7
Densité Apparente	1.64	1.64	1.66	1.42
Densité réelle	2.71	2.6	20.62	2.71

Source : ONID

D'après le tableau, on peut dire que notre sol a une texture :

- **0 - 24 cm** : Brun rouge - texture limono-argileuse - structure polyédrique subanguleuse et grumeleuse bien développée en surface - polyédrique fine, moyennement développée à la partie inférieure – bonne porosité effervescence nulle à l'HCL.

- **24 – 68 cm** : Brun rouge - texture argileuse – structure polyédrique bien développée - porosité moyenne – effervescence a l'HCL.
- **68 – 90 cm** : Rouge jaunâtre - texture argileuse - structure polyédrique fine, moyennement développée - porosité moyenne - infiltration verticales de matériaux bruns olive et brun jaunâtre – effervescence a l'HCL.
- **90 -140 cm** : Rouge jaunâtre - texture argileuse - structure polyédrique fine assez bien développée - faces lisses - porosité moyenne - effervescence a l'HCL.

II.4. Qualité des eaux d'irrigation : ^[6]

II.4.1. La salinité :

Parmi les différentes caractéristiques physico-chimiques d'une eau d'irrigation, la salinité en constitue l'aspect le plus important. L'irrigation, conduite avec des eaux chargées en sel, entraîne une accumulation de ces sels dans le sol susceptible de ralentir la croissance des végétaux avec la baisse des rendements. Parallèlement, un excès de sodium peut engendrer l'alcalinisation et la dégradation de la structure du sol.

II.4.2. La conductivité électrique :

La conductivité électrique (CE) mesurée à 25°C est exprimée en mmhos/cm rend compte de la salinité globale des eaux.

Quatre classes de risque salin ont été définies :

- C1 : Risque faible $CE < 0,25$;
- C2 : Risque moyen $0,25 < CE < 0,75$;
- C3 : Risque élevé $0,75 < CE < 2,25$;
- C4 : Risque très élevé $CE > 2,25$.

II.4.3. Le coefficient d'adsorption du sodium (S.A.R) : ^[6]

Si l'eau est riche en sodium celui-ci peut se fixer sur le complexe du sol et exercer alors une action défloculant, pour apprécier le risque alcalin, on compare la concentration en ion Na^+ , celle en ion Ca^{++} et Mg^{++} :

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

Avec : Na⁺, Ca⁺⁺ et Mg⁺⁺ meq/l

Quatre classes de risque alcalin ont été définies, en relation avec le risque salin :

- S1 : Risque faible S.A.R < 10 ;
- S2 : Risque moyen 10 < S.A.R < 18;
- S3 : Risque élevé 18 < S.A.R < 26;
- S4 : Risque très élevé S.A.R > 26.

La Croissance de la conductivité électrique et du S.A.R. permet d'affecter a une eau d'irrigation un couple (C, S) caractérisant sa qualité. Pour conclure, on doit utiliser cette eau avec précaution et en choisissant des cultures ayant une tolérance aux sels.

II.5. Ressource d'eau d'irrigation :

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

* Barrage Sidi M'hamed Ben Taiba:

Capacité totale 75Hm³

Volume régularisé 56Hm³

- Longitude de la digue X = 2°,01'E
- Latitude de la digue Y= 36°,18'N
- Altitude de la digue Z = 268 m NGA.
- Surface du plan d'eau normale 550,00 Ha.
- Capacité totale de la retenue 75,00 Mm³.
- Réserve d'envasement 10,80 Mm³.

Volume régularisable 56,00 Mm³

II.5.1. Caractéristique des eaux d'irrigation :^[6]

Les analyses des eaux, d'irrigation de notre parcelle sont faites au laboratoire sur un échantillon prélevé du bassin d'irrigation.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-2 : caractéristiques des eaux d'irrigation

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

Source : ONID

L'eau d'irrigation de notre parcelle appartenant au couple (C₂ –S₁). Alors d'après le diagramme de classification des eaux d'irrigation (voir annexe5), donc on peut la considérer comme de bonne qualité.

II.6. Les aptitudes culturales Analyse des conditions agricoles

Le choix des cultures se fait selon plusieurs facteurs qui sont :

II.6.1. Climat :

La plante a des exigences climatiques telles que la quantité de chaleur nécessaire pour accomplir son cycle, températures critiques, minimales et optimales, besoins en eau et périodes critiques.

II.6.2. Sol :

Les caractéristiques des sols ont une importance pour le choix des cultures, telle que la structure, le PH et la profondeur de la nappe si elle existe.

II.7. Assolement et rotation choisis :**II.7.1. Définitions :****II.7.1.1. Assolement :**

L'assolement est une pratique nécessaire pour préserver et augmenter la fertilité du sol, éviter l'utilisation unilatérale des substances nutritive et limiter certaines maladies et parasites des cultures.

- l'assolement permet la restitution des éléments minéraux exportés ainsi que le maintien de l'équilibre nutritif et ionique du sol.
- L'assolement doit assurer pour chaque culture l'augmentation du rendement.
- L'assolement doit permettre une répartition régulière des besoins en main-d'œuvre pendant les différents mois.
- L'assolement doit permettre l'introduction d'une seconde culture la même année.
- . L'assolement doit faciliter la lutte contre les maladies, et les parasites.

II.7.1.2. Rotation

C'est l'ordre de succession des cultures sur la même parcelle. La rotation favorise le maintien de l'équilibre du sol. Il conviendra donc d'alterner une plante à racines fasciculées avec une autre à racines pivotantes, car cette dernière améliore la fertilité du sol. Pour éviter l'appauvrissement du sol, il faut donc prévoir une succession de plantes aux besoins différents. Le maintien de la même culture sur le même sol pendant plusieurs années favorisent le développement des parasites.

L'assolement se fait chaque quatre an.

Tableau II-3 : Assolement et période de végétation des cultures

Mois année	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
I	Haricot					Sorgho Fourrager				Luzerne		
II	Luzerne									Artichaut		
III	Artichaut		Melon						Chou			
IV	Chou		Mais Fourrage									

II.8. Conclusion :

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

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

Le choix de l'assolement n'est pas facile, car il faut tenir compte de plusieurs exigences qu'il est parfois très difficile à coordonner.

Les assolements doivent être ajustés au moment de leur inscription sur le terrain afin que l'on tienne compte des contraintes matérielles imposées par le plan parcellaire existant et par l'organisation du périmètre.

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE**III.1. Introduction**

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Actuellement, l'hydrologie est devenue une science importante pour l'ingénieur intéressé à l'exploitation et au contrôle des eaux naturelles. des études hydrologique plus ou moins poussées sont indispensables pour toute mise en œuvre de projet hydroélectrique de distribution d'eau ,de protection contre les crues ,d'assainissement , de drainage , d'irrigation ,de barrage et de navigation fluvial...

III.2. Réseau hydrographique :

Pour un observateur qui se place au point le plus haut de l'Amra, il aperçoit vers le nord une vaste plaine traversée par plusieurs cours d'eau, à qui on donne le nom d'oueds.

Ces oueds sont alimentés soit par l'intermédiaire des sources ou par les eaux de ruissellement et les précipitations atmosphériques quand ces dernières tombent irrégulièrement.

D'après l'ANRH ces oueds ont des débits très irréguliers, d'une façon générale, ils sont secs en été, et coulent très fort après chaque averse en hiver.

III.3. Traitement des données pluviométriques : [9]**III.3.1. Homogénéité de la série pluviométrique :**

Avant de procéder au comblement des lacunes et extension des séries pluviométriques, nous avons testé l'homogénéité des échantillons en notre possession par l'utilisation du test non paramétrique de Wilcoxon pour l'identification des anomalies et les valeurs erronées. Le test d'homogénéisation appliqué sur les données pluviométriques sert à détecter les valeurs erronées dans les séries étudiées. Le test de Wilcoxon est le plus puissant teste non paramétrique, souvent sollicité dans les études hydrologiques (études des pluies et des apports). La série de donnée d'origine devra être divisée en deux sous séries X et Y telles que N_1 et N_2 représentant respectivement le nombre (taille) de ces deux séries, avec $N_1 \leq N_2$. On constitue la série XUY après avoir classé la série d'origine par ordre décroissant puis on

attribue à chaque valeur son rang en précisant à quelle sous série elle appartient. La vérification de l'homogénéité des séries se fait à un degré de probabilité de 95%.

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

Avec :

- $W_x = \sum |RANGX| \dots\dots\dots III-1$

W_x : Somme des rangs de l'échantillon x

- $W_{\min} = ((N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1) / 2 - 1.96[(N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)) / 12]^{0.5} \dots\dots\dots III-2$

- $W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min} \dots\dots\dots III-3$

Tableau III-1 : Détail de calcul d'homogénéité de la série pluviométrique à la station de référence (011804)

rang	serie d'origine	serie X (mm)	serie Y (mm)	ordre décroissant	X U Y (origine)
1	398.4	398.4	329.5	751.9	X
2	324.4	324.4	416	681.4	X
3	380.6	380.6	299.1	654.5	X
4	552.6	552.6	246.9	627.1	Y
5	603.1	603.1	446	623	X
6	591	591	493.4	620	X
7	470.9	470.9	396.9	603.1	X
8	654.5	654.5	416	591	X
9	298.5	298.5	326.7	586.8	X
10	535.7	535.7	415.3	572.8	Y
11	586.8	586.8	378.6	558.3	X
12	547.2	547.2	386	553.6	X
13	751.9	751.9	450.8	552.6	X
14	421.5	421.5	470.3	547.2	X

15	681.4	681.4	498.7	546	Y
16	558.3	558.3	627.1	543	X
17	369.2	369.2	472.2	537.5	X
18	623	623	546	535.7	X
19	620	620	572.8	513.1	Y
20	553.6	553.6	513.1	498.7	Y
21	476.6	476.6	386.2	493.4	Y
22	537.5	537.5		476.6	X
23	543	543		472.2	Y
24	329.5			470.9	X
25	416			470.3	Y
26	299.1			450.8	Y
27	246.9			446	Y
28	446			421.5	X
29	493.4			416	Y
30	396.9			416	Y
31	416			415.3	Y
32	326.7			398.4	X
33	415.3			396.9	Y
34	378.6			386.2	Y
35	386			386	Y
36	450.8			380.6	X
37	470.3			378.6	Y
38	498.7			369.2	X
39	627.1			329.5	y
40	472.2			326.7	Y

41	546			324.4	X
42	572.8			299.1	Y
43	513.1			298.5	X
44	386.2			246.9	Y

Détermination du paramètre :

- $W_x = \sum | \text{Rang}_x |$
- $W_x = 1+2+3+5+6+7+8+9+11+12+13+14+16+17+18+22+24+28+32+36+38+41+43$
- $W_x = 406$
- $W_{\min} = \frac{(N_1+N_2+1)N_1-1}{2} - 1.96 \left[\frac{N_1 N_2 (N_1+N_2+1)}{12} \right]^{0.5}$
- $W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min}$

Avec :

$$N_1=21, N_2=23$$

Ce qui implique :

- $W_{\min} = 388.58 \approx 389$
- $W_{\max} = 556.45 \approx 556$

$$W_{\min} = 389 < W_x = 406 < W_{\max} = 556$$

La condition du test est vérifiée. La série pluviométrique de la zone d'étude est donc homogène à un intervalle de confiance de 95%.

III.3.2. Etudes des précipitations mensuelles et annuelles :

Les précipitations sont définies comme l'ensemble des eaux météorologique recueillies par un bassin versant sous forme liquide (pluie, brouillard, rosée...) ou sous forme solide (neige, grêle, givre...). La hauteur de précipitation est la hauteur de la lame d'eau précipitée qui s'accumulerait sur une surface horizontale si toutes les précipitations y étaient immobilisées sous forme liquide. Son unité de mesure est le mm, Sur une surface de 1 ha, 1 mm de pluie représente 10 m³ d'eau.

**Tableau III-2 : Pluies moyennes mensuelles et annuelles de la station de référence
(011804)**

Année	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	moy
1911	3	55	64.7	25.2	56	35	19.5	88	0	36	0	16	398.4
1912	24	36.5	53.5	10	25.5	80.4	29.9	51.7	4.9	0	0	8	324.4
1913	0	13.9	12.2	41.3	124.6	52.5	22.7	54.3	37	16.1	0	6	380.6
1914	3	36.5	52.4	84.3	183.3	73.8	31.5	28.6	54	2.1	3.1	0	552.6
1915	49.4	63.2	68.7	24	27.5	133.7	137.4	57.3	35.3	4.3	0	2.3	603.1
1916	18.2	9.5	162.4	79.4	86.7	33.6	124.4	6.9	38.3	31.6	0	0	591
1917	10.7	30.2	108.9	67.4	23.3	13.2	76.8	65.5	15.3	46.6	11	2	470.9
1918	86.8	71.9	141.5	105.3	122.3	42.3	26.2	18.3	39.9	0	0	0	654.5
1919	35.5	51	22	45.2	26	52.9	31	7.4	22.5	5	0	0	298.5
1920	4	33.8	126.9	52.9	43.5	58.2	28.5	74.1	86.9	26.9	0	0	535.7
1931	19.3	49.2	28.3	181.7	46.4	114.6	65.5	49	16.7	8.9	3.1	4.1	586.8
1932	75.8	18.9	93	74.4	69.6	55.7	98.7	5	4.6	17.9	6.2	27.4	547.2
1933	35.3	15.6	106.3	162.9	76.2	72.5	140.7	64.1	78.3	0	0	0	751.9
1934	34.2	12.3	57.4	60.6	70	19.4	27.5	39.5	88.9	0	0	11.7	421.5
1935	6.5	64.2	85.2	41.6	50.9	79.9	81	58.3	209.5	4.3	0	0	681.4
1969	50.9	130.3	77.4	103.3	95	13	40.1	17.7	30.6	0	0	0	558.3
1970	0	20.3	2.3	62.1	141.7	3.8	71.3	33.5	34.2	0	0	0	369.2
1971	17.7	14.3	101.9	60.8	171.1	74.7	70.3	29.7	63.4	7.6	0	11.5	623
1972	62.7	59.9	59.1	33	83.5	182	52.6	28.1	3.6	53.4	0	2.1	620
1973	33.4	2.1	6.2	105.5	5.7	137.1	123.1	130	1.4	7	0	2.1	553.6
1974	6.2	66.4	36.8	2	20	59.1	115.9	112.6	46.8	6	0	4.8	476.6
1975	12.1	0	144	66.3	31.7	105	24.6	27.3	106.4	7.4	4.5	8.2	537.5
1976	5.9	163	49.3	85.7	50.8	22.2	10.9	52.4	75.4	21.3	0.2	5.9	543
1990	0	5.8	55.6	55.7	54.7	61.7	62.3	18.9	7.8	5	0	2	329.5

1991	5.6	40.6	42	9.7	117.2	13.1	76.6	43.2	26.2	32.3	9.5	0	416
1992	0	26.9	36.5	15.6	1.6	53.2	47.3	94.3	23.7	0	0	0	299.1
1993	32.5	10	16.5	37.6	32.1	69.5	3.2	21.7	23.8	0	0	0	246.9
1994	84.1	28.6	26.8	55.5	90.5	29.2	67.6	18.5	3.5	25.2	0	16.5	446
1995	37.1	19.3	40.9	25.7	63.7	132.5	91.4	34	29.8	9.6	6.8	2.6	493.4
1996	5.3	26.3	10.2	44	66.8	21.2	84.5	84.5	46.8	0	0	7.3	396.9
2000	3.3	59.1	93.9	26.6	131.3	26.2	0	59.1	16.1	0	0.4	0	416
2001	25.7	4.3	105.2	31.6	15.3	14	50.4	37.7	27.9	0	0	14.6	326.7
2002	0	21.5	71	40.6	118	77.8	16	42.1	23.5	0	0	4.8	415.3
2003	2.8	22	74.3	80.2	43.4	38.7	31.3	28.2	39.9	10.5	0	7.3	378.6
2004	24.1	28.8	49.2	97.1	58.1	87.3	29.9	11.5	0	0	0	0	386
2005	7	37.4	78.8	73.8	50.4	84.3	19.9	20.2	73.4	0	0	5.6	450.8
2006	14.5	0	0	105.5	20.9	56.4	115.5	119.5	11.5	0	26.5	0	470.3
2007	122.3	60.4	106.2	28.7	24.8	20.9	54.3	10.4	57.6	13.1	0	0	498.7
2008	17.7	58.6	91.1	117	127.1	32.2	79	76.8	27.6	0	0	0	627.1
2009	44	7.5	58.9	65.9	68.9	99.2	56.1	24.3	15.1	0	0	32.3	472.2
2010	8.2	116.2	61.7	40.1	87.6	89.3	36.8	43.8	46	16.3	0	0	546
2011	3	33.2	139	39.2	25.9	150	64.5	97.1	20.9	0	0	0	572.8
2012	2.5	42.7	84.9	9.5	62.4	82.7	100.9	68.1	59.4	0	0	0	513.1
2013	23.6	0	59.2	64.4	69.7	48.2	58.3	9.5	29.5	23.8	0	0	386.2

III.4. Ajustement statistique des pluies :

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

- Loi normal (Gauss)
- Loi log-normal (Galton)

III.4.1. Ajustement des pluies annuelles à la loi de Gauss ou loi normale : [9]

On dit qu'une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est la suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}\mu^2} \quad (\text{Fréquence au non dépassement}) \dots\dots\dots\text{III-4}$$

μ est la variable réduite de Gausse. Elle est donnée par $\mu = \frac{x-\bar{x}}{\sigma}$ III-5

Pour les calculs, on a utilisé le logiciel HYFRAN. Les résultats sont représentés dans les

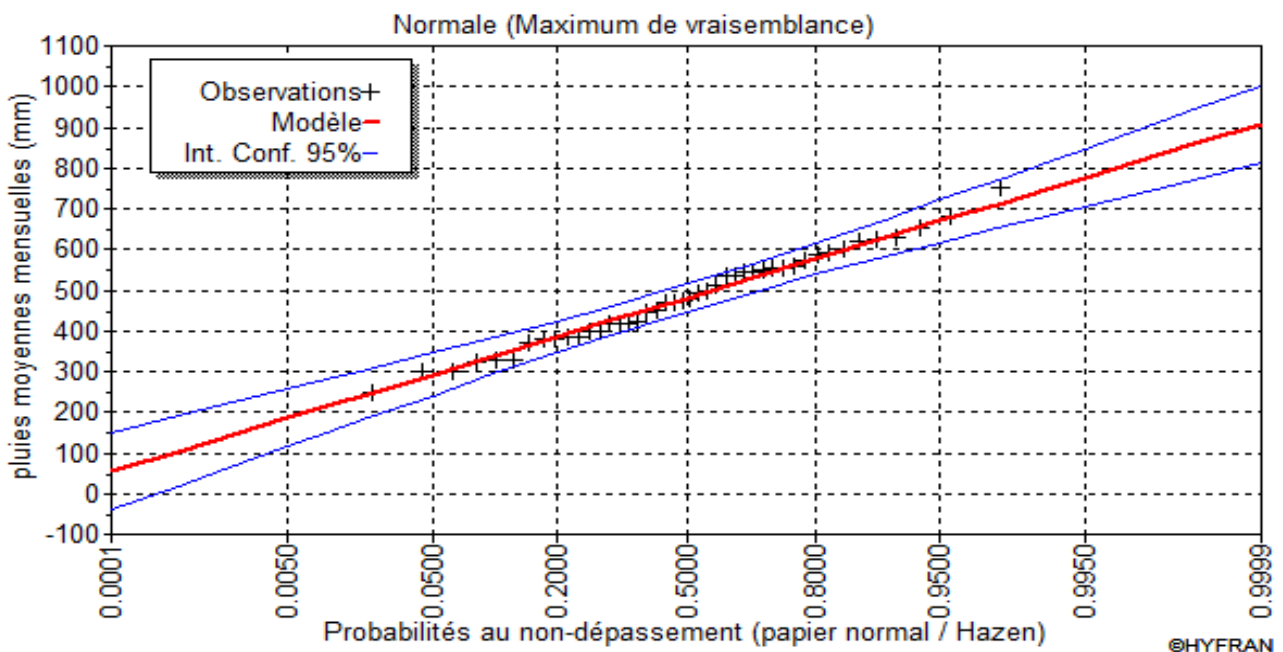


Figure III-1 : Loi Normale (Maximum de vraisemblance)

tableaux suivant :

Tableau III-3 : résultat de khi carré par le logiciel hyfran pour la loi normale

khi carré (χ^2) calculée	Degré de liberté	Nombre de classe
5.91	6	9

III.4.2. Ajustement à la loi log-normale (Galton) :^[9]

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} \quad (\text{Fréquence au non dépassement}) \dots \text{III-6}$$

Avec la valeur de μ est donnée par : $\mu = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \dots \text{III-7}$

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

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

$$\delta \ln x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{i=n} [\ln(X_i) - \overline{\ln(X)}]^2} \quad \text{Si } n < 30 \dots \text{III-8}$$

$$\delta \ln x = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=n} [\ln(X_i) - \overline{\ln(X)}]^2} \quad \text{Si } n \geq 30 \dots \text{III-9}$$

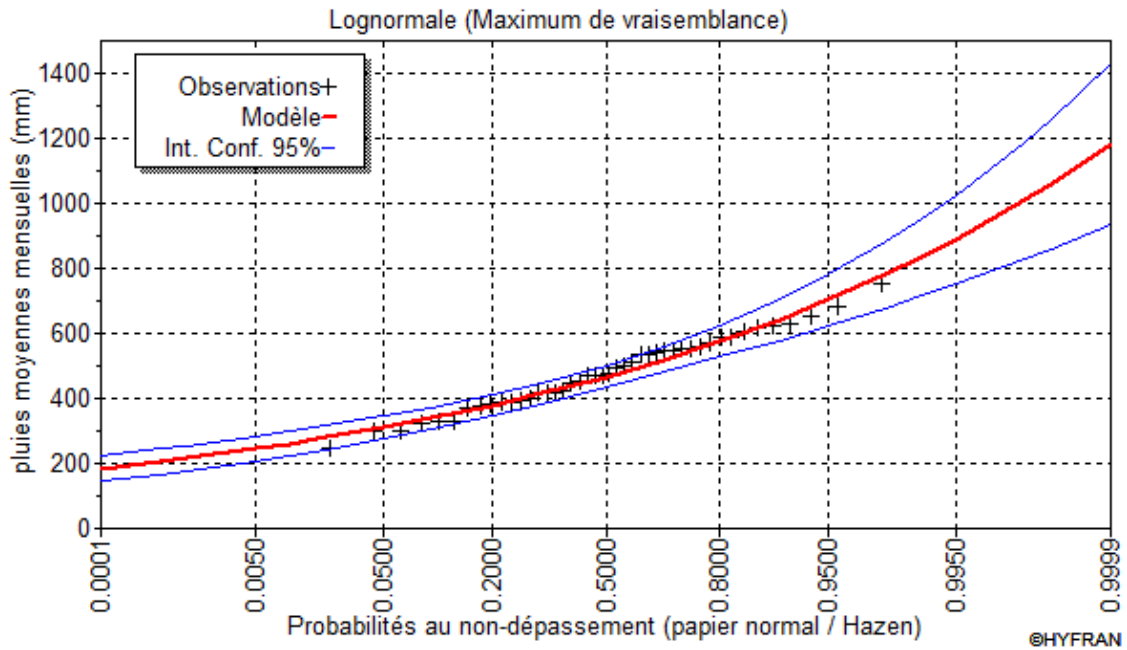


Figure III-2 : Loi log-normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau III-4 : résultat de khi carré par le logiciel hyfran pour la loi log-normal

khi carré (χ^2) calculée	Degré de liberté	Nombre de classe
5.91	6	9

III.4.3. Test de validité d'un ajustement : [9]

III.4.3.1. Statistique Khi²:

Comme critère de comparaison, la variable χ^2 est utilisée pour un risque de $\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté $\gamma = K-1-m$ III-10

Avec :

K : nombre de classes

m= nombre de paramètre de la loi

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)}{v_i} \dots\dots\dots III-11$$

Ou :

n_i : nombre d'observations contenues dans la classe i

V_i : nombre d'observations théoriques calculées dans la classe i . Ce nombre doit être supérieur ou égale à 5

χ^2 : variable aléatoire variant de 0 de ∞

Et il faut vérifier la condition suivant :

$$\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}}$$

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

Avec : $\gamma = 6$ et $\alpha = 0.05$

($\chi^2_{\text{théorique}}$: Tiré de la table de Gauss avec un nombre de degré de liberté $\gamma = 6$ et $\alpha = 0.05$)

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 12.592$$

$\chi^2_{\text{calculée}}$: donnée par le logiciel HYFRAN.

Pour la loi normale : $\chi^2_{\text{calculée}} = 5.91$

Pour la loi log-normale : $\chi^2_{\text{calculée}} = 5.91$

Et $\chi^2_{\text{théorique}} = 12.592$

Après examen des ajustements obtenus, il ressort que la loi log-normale et la loi normale sont égaux, et les deux sont vérifiés.

$$(\chi^2_{\text{calculée}} \text{ pour loi log-normale} = 5.91 = \chi^2_{\text{calculée}} \text{ pour loi normale} = 5.91)$$

Tableau III-5 : Ajustement à la loi log-normal (Galton)

T =1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)			
T (période de Retour)	Q (fréquence)	XT (quantile)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100	0.9900	834	60.9	715-954
50	0.9800	780	52.1	678-882
20	0.9500	704	40.9	624-784
10	0.9000	643	32.8	579-707
5	0.8000	576	25.3	527-626
3	0.6667	520	20.5	480-560
2	0.5000	467	17.6	433-502
1.25	0.2000	379	16.6	378-442
1.0005	0.0005	206	19.8	167-244

III.5. Détermination de l'année de calcul :

On choisit la loi log-normale pour l'estimation de la pluviométrie moyenne annuelle représentative de la région,

Tableau III-6 : Ajustement à la loi log-normal (Galton)

T =1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)			
T (période de Retour)	Q (fréquence)	XT (quantile)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
2	0.5000	467	17.6	433-502
1.25	0.2000	379	16.6	378-442

On est obligé de connaître la quantité de pluie qui peut être utilisée par la plante ,donc on doit déterminer l'année de calcul ,elle est une fraction de la pluie efficace (pluie de probabilité 80%)

Pour trouver la pluviométrie moyenne mensuelle de probabilité 80%, ont utilisé la loi suivant :

$$P_{\text{moy } 80\% \text{ de chaque mois}} = P_{\text{moy de chaque mois}} * \frac{P_{\text{théorique (80\%) annuelle}}}{P_{\text{théorique (50\%) annuelle}}}, \dots \dots \text{III-12}$$

$$P_{\text{théorique de 50\%}} = 467 \text{ mm}$$

$$P_{\text{théorique de 80\%}} = 379 \text{ mm}$$

$$P_{\text{moy } 80\%} = 0.812 * P_{\text{moy- mensuelle}}$$

Tableau III-7 : pluviométrie moyenne pour chaque mois en (mm)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Pmoy												
mm/mois	67	61.5	52.9	42.1	36.9	12.2	1.9	3.6	21.5	40.6	65.4	70.6
Pmoy80%												
mm/mois	54.4	49.9	42.9	34.2	29.9	9.9	1.5	2.9	17.4	33	53.1	57.3

III.6. Conclusion :

L'irrigation est une solution nécessaire pour compléter les faibles apports de précipitation naturelle pendant la période sèche pour assurer le bon développement des cultures, et pour obtenir de bons rendements.

Les eaux du barrage de Sidi M'hamed Ben Taiba qui alimentent notre périmètre appartiennent à la classe C2-S1, ce sont des eaux de faible alcalinité, et sa salinité est modéré, avec un pH normal qui est donc compatible pour l'irrigation, les ions toxiques sont de restrictions faibles, ce qui ne constitue pas un inconvénient.

L'irrigation du périmètre à partir des eaux du barrage Sidi M'hamed Ben Taiba est donc sans contraintes, elle permettra l'intensification de l'agriculture dans cette région.

CHAPITRE IV : CHOIX DES TECHNIQUES D'ARROSAGE**IV.1. Introduction :**

L'humidité du sol à l'état naturel est souvent insuffisante, et pour garantir un rendement optimum des cultures, on a recours à l'irrigation.

L'irrigation assure pour les plantes le régime hydrique, nutritif, aérien, thermique, salé et microbiologique le plus favorable.

Le choix de la méthode d'irrigation est basé sur la manière de répartition de l'eau sur le sol de façon à ce que les plantes tirent le maximum de profit et assurent la rentabilité finale de l'opération.

IV.2. Les techniques d'arrosage des cultures :**IV.2.1. L'irrigation gravitaire :**

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

IV.2.1.1. L'irrigation par ruissellement :^[8]

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

A. Les avantages de l'irrigation par ruissellement

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

B. Les inconvénients

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

IV.2.1.2. L'irrigation par submersion : ^[2]

Le principe consiste à recouvrir le sol d'une couche d'eau plus ou moins épaisse. On l'y laisse séjourner pendant le temps nécessaire pour qu'elle pénètre par infiltration à la profondeur utile permettant ainsi au sol de mettre en réserve l'eau indispensable au développement des cultures.

A. Les avantages de la submersion :

- les frais de premier établissement et d'entretien sont faibles, à condition, toutefois, que le sol soit assez régulier.
- Elle est applicable dans les terrains perméables de pentes inférieures à 2% et même 1%.

B. Les inconvénients de la submersion :

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

IV.2.1.3. L'irrigation par infiltration : ^[2]

C'est une méthode par eau courante ou une partie seulement de la surface du sol reçoit directement de l'eau. Le reste est abreuvé par infiltration latérale. Des filets d'eau s'écoulent dans des sillons ou raies avec un débit relativement faible comparativement aux autres procédés.

A. Les avantages :

- La terre restant sèche entre les sillons, l'irrigation n'interrompt pas les autres travaux.
- Le feuillage des plantes basses n'est pas mouillé, ce qui évite des maladies.

B. Les inconvénients :

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

IV.2.2. L'irrigation par aspersion : ^[2]

Elle consiste à distribuer l'eau sous forme de pluie artificielle sur le sol, c'est une technique relativement récente, elle permet le contrôle de l'intensité et de la hauteur de l'averse.

A. Les avantages :

- L'aspersion ne nécessite aucun aménagement préalable de la surface à irriguer.
- Economie de la main d'œuvre.
- Lutte contre la gelée et les parasites.
- Possibilité de mécanisation et automatisation.
- Bonne répartition des engrais liquides.
- Meilleure aération de l'eau (forte oxygénation)
- Possibilité d'utiliser de petits débits continus.
- Elle est constituée de structures souples, mobiles, adaptables à tous les cas particuliers.
- Accroissement momentané de l'humidité de l'air.

B. Les inconvénients :

- Frais d'établissement coûteux.
- Fonctionnement, entretien et amortissement coûteux.
- Dépense d'énergie.
- Risque d'accidents mécaniques.
- Ne peut être utilisée avec les eaux salées.
- Elle s'avère mal adaptée aux régions ventées.

IV.2.3. L'irrigation localisée : ^[8]

Ce système qui s'apparente beaucoup à l'infiltration est connu sous le nom de micro-irrigation ou goutte-à-goutte, terme qui désigne en réalité le nom du dispositif.

Parmi les caractéristiques de ce système :

- Une alimentation en eau à proximité immédiate du système racinaire des plantes cultivées.
- Une alimentation de la surface humectée du sol.
- Le plus fréquemment, on rencontre le système goutte-à-goutte qui est constitué par :
 - Un distributeur appelé goutteur.
 - La rampe posée sur le sol.
 - L'écoulement peut se faire de façon discontinue a continue.

A. Les avantages :

- Efficience de l'eau.
- Débit plus faible, ce qui diminue l'évaporation.
- Economie et main d'œuvre.

B. Les inconvénients :

- Important investissement.
- Nécessite de quantités importantes de tuyaux.
- Accumulation des sels.
- Destruction des goutteurs, d'où la nécessité des filtres.

IV.3. Choix des techniques d'arrosage :^[8]

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

IV.3.1. Les contraintes naturelles :

IV.3.1.1. L'évaporation :

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

IV.3.1.2. Le vent :

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

IV.3.1.3. Le sol :

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

IV.3.1.4. La pente :

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

IV.3.2. Les contraintes techniques :

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

IV.3.3. Les contraintes agronomiques :

Les types des cultures envisagés dans notre station sont constitués de fourrage, maraîchage, pour des raisons d'économie d'eau essentiellement on retient l'irrigation par aspersion.

Une analyse multicritères du choix des techniques d'arrosage basée sur les différentes contraintes, résume le choix adéquat pour la zone considérée.

IV.4. Conclusion :

En tenant compte des conditions climatiques de la région d'étude de la nature du sol, de l'aptitude culturale et de volume d'eau disponible ; on peut choisir les techniques d'irrigation par aspersion, cette technique présente beaucoup d'avantage par rapport aux autres techniques d'irrigation.

Donc pour les cultures de l'assolement on opte pour l'irrigation par aspersion, pour les maraichères et les céréales.

CHAPITRE V : BESOIN EN EAU DES CULTURES**V.1. Introduction :**

La quantité d'eau qu'il faut donner pour l'irrigation d'un hectare (ha) de la culture pendant toute la période de végétation s'appelle, dose d'irrigation et est défini par régime d'irrigation.

C'est elle qui permet la photosynthèse en alimentant les cellules des feuilles et elle favorise la turbulence des fleurs pour mettre leur fécondation et ainsi donner des bonnes graines et semences.

Dans ce chapitre on va déterminer les besoins en eau de la culture ainsi que leur régime d'irrigation.

V.2. Définition d'un régime d'irrigation :

La dose d'irrigation est la quantité d'eau nécessaire à la couche active du sol durant toute la période végétative pour garantir le rendement calculé.

V.3. Besoins en eau des cultures :**V.3.1. Définition :**

En termes généraux, le besoin en eau d'une culture est équivalent au niveau d'évapotranspiration nécessaire à sa croissance optimale.

De façon précise, le besoins en eau est défini comme le niveau d'évapotranspiration d'une culture indemne de maladie et poussant dans une parcelle d'une surface supérieure à un hectare dans des conditions optimales de sol. Ces dernières consistent en une fertilité et une humidité suffisantes pour atteindre le potentiel de production de la culture dans le milieu considéré.

V.3.2. L'évapotranspiration :^[7]

L'évapotranspiration (ET) est un phénomène complexe intégrant à la fois l'évaporation de l'eau du sol (phénomène physique) et la transpiration de la couverture végétale (phénomène physiologique).

Sous le nom d'évapotranspiration, on englobe la totalité de la consommation d'eau d'une plante en place, à savoir : l'eau de constitution, l'eau de végétation et les

consommations annexes (évapotranspiration directe du sol, herbes ...). On distingue l'évapotranspiration potentielle (ETP) et celle réelle (ETR).

a) L'évapotranspiration de référence :

Est définie comme « le niveau d'évapotranspiration d'une surface importante d'un gazon de hauteur uniforme (entre 8 et 15cm), en croissance active, recouvrant complètement le sol et alimenté en eau de façon non restrictive ».

b) L'évapotranspiration potentielle :

L'évapotranspiration potentielle c'est l'évapotranspiration d'une culture bien fournie en eau et où le sol est à sa capacité de rétention. C'est donc la limite maximale de l'évapotranspiration.

c) L'évapotranspiration réelle :

L'évapotranspiration réelle est la valeur réelle de l'évapotranspiration, le plus souvent elle est inférieure à l'évapotranspiration potentielle puisque le sol n'est pas en permanence à sa capacité de rétention. En irrigation, il faut connaître l'évapotranspiration potentielle pour atteindre des rendements agricoles hauts et stables.

V.3.2.1. Méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration : ^[7]

Il n'est pas question ici de présenter en détail toutes les méthodes utilisées pour le calcul de l'évapotranspiration des cultures.

On distingue généralement deux types :

- **Les méthodes directes.**
- **Les méthodes indirectes.**

V.3.2.1.1 Méthodes directes :

A. L'évapotranspiromètre ou cuve lysimétrique :

Comme son nom l'indique, l'appareil sert à mesurer l'évapotranspiration en un lieu donné du sol nu ou plus généralement d'un couvert végétal.

B. Le bac évaporant :

Cet appareil très simple permet de mesurer directement l'évapotranspiration d'une nappe d'eau libre. Sous réserve qu'il soit correctement installé, il permet d'obtenir une bonne estimation de l'ETP.

C. L'évaporomètre piche :

Il s'agit d'un tube de verre rempli d'eau et fermé à son extrémité inférieure par une rondelle de papier buvard. La tranche d'eau évaporée à partir de celle-ci se lie directement sur les graduations du tube.

V.3.2.1.2 Méthodes indirectes :

Ces méthodes permettent de calculer l'ETP à partir de formules ne comportant que des données climatiques.

A. Formule de Blaney et Criddle :

La formule de BLANEY-CRIDDLE est l'une des plus couramment utilisée pour estimer les besoins en eau des cultures. On propose une adaptation de cette formule pour calculer l'évapotranspiration de la culture de la région où l'on ne dispose que de mesures de la température de l'air. L'approche originale de BLANEY-CRIDDLE fait intervenir la température (t) et le pourcentage d'heures diurnes (p) comme variables climatiques pour prédire l'effet du climat sur l'évapotranspiration. On applique un coefficient cultural (k) :

$$ETP = K (0,46t + 8,13) P \dots\dots\dots V-1$$

$$K = K_c \cdot K \dots\dots\dots V-2$$

Dans laquelle :

ETP : Evapotranspiration potentielle en mm/jour.

t : température moyenne (en degré Celsius) durant la période considérée (généralement le mois)

P : pourcentage de la durée moyenne du jour pendant la même période, par rapport à la durée moyenne du jour pour l'année.

K : Coefficient dépendant du stade végétatif de la culture et de la température moyenne (de la zone climatique). A la suite de nombreuses expérimentations, Blaney et Criddle ont estimé

que la température est la durée du jour étaient les facteurs déterminants de l'évapotranspiration potentielle. Ils ont proposé la formule suivante :

$$ETP = K (0,46t + 8,13) P.$$

Dans laquelle :

ETP : Evapotranspiration potentielle en mm/jour.

T : température moyenne (en degré Celsius) durant la période considérée (généralement le mois)

P : pourcentage de la durée moyenne du jour pendant la même période, par rapport à la durée moyenne du jour pour l'année.

K : Coefficient dépendant du stade végétatif de la culture et de la température moyenne (de la zone climatique).

B. Formule de Turc :

Elle présente l'avantage de faire intervenir à la fois les facteurs climatiques (température, vent, précipitation, radiations globales) et des facteurs sol et plantes. Cette formule peut se calculer par mois ou par décade :

- $ETP = 0,40 (I_g + 50) \frac{t}{t+15}$ mm/mois.....V-3

- $ETP = 0,13 (I_g + 50) \frac{t}{t+15}$ mm/décade.....V-4

Avec :

- **ETP** : évapotranspiration en mm
- **T** : température moyenne de la période en (°c)
- **I_g** : radiation globale du mois considéré en calorie par cm² et par jour

La radiation globale de (I_g) peut être déterminée par la formule complémentaire de TURC :

- $I_g = I_{g1} (0.18 + 0.62 h/H)$V-5

Avec :

- **I_{g1}** : énergie de radiation solaire par jour (tableau)

- h/H : insolation relative en heures
- H : durée du jour heures
- h : durée de l'insolation effective du mois

(I_g) et (H) ne dépendent que de la latitude Nord et varient sur le mois.

La formule de TURC a été établie pour humidité relative du mois considérée supérieure à 50% (h_r 50%). Si (h_r 50%), on introduit un facteur correctif :

- $1 + \frac{50+h_r}{70}$
- $ETP = 0,40 (I_g + 50) \frac{t}{t+15} (1 + \frac{50+h_r}{70}) \dots \dots \dots V-6$

C. Formule de Penman :

La formule de Penman est une formule mathématique utilisée dans les stations météorologiques pour estimer le taux d'évaporation d'une façon relativement précise ; elle est basée sur les données concernant la pression atmosphérique, les radiations, l'ensoleillement, l'humidité, la température de l'air et la vitesse du vent. Elle donne les meilleures estimations de l'ETP. Son seul inconvénient est de nécessiter un nombre assez important d'informations climatiques, rarement toutes disponibles sur une même station.

La formule est la suivante :

$$ETP = p'(t) \frac{R_n}{L} + \sigma \frac{E_a}{p(t)+\sigma} \dots \dots \dots V-7$$

Dans laquelle :

R_n : Rayonnement net « climatique ».

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

L : Chaleur latente de vaporisation (2.5.106 J/kg)

σ : Constante psychrométrique (0,65 h la/°C)

$p'(t)$: Valeur de dérivée de la fonction de pression partielle de vapeur d'eau saturante en fonction de la pression de vapeur d'eau en fonction de la température, pour la température de l'air T .

V.3.2.2. Calcul de l'évapotranspiration : [7]

–Partant de ces hypothèses, nous ne tiendrons pas compte de la formule de BLANEY-CRIDDLE ainsi que celle de TURC, par contre, nous estimerons l'évapotranspiration avec la formule de Penman, en raison de son exactitude pour l'estimation de l'ETP.

Tableau IV-1 : Evapotranspiration en mm/jour

Pays		Station					
Altitude	250 m.	Latitude	36.15 °N	Longitude	1.53 °E		
Mois	Temp Min °C	Temp Max °C	Humidité %	Vent km/jour	Insolation heures	Ray. MJ/m ² /jour	ETo mm/jour
Janvier	5.0	14.7	62	4	5.4	9.2	0.76
Février	3.3	12.0	64	1	7.1	13.1	1.11
Mars	7.2	18.5	54	3	8.1	17.4	1.95
Avril	8.1	23.6	58	2	8.5	20.6	2.83
Mai	14.9	30.8	51	2	9.7	23.9	3.94
Juin	17.9	32.9	50	2	11.2	26.6	4.68
Juillet	19.9	36.0	49	1	12.3	27.8	5.06
Août	22.0	37.4	49	2	12.4	26.5	4.98
Septembre	17.4	30.9	52	2	9.3	19.7	3.39
Octobre	10.9	24.1	53	3	7.1	13.9	1.90
Novembre	8.3	18.4	55	2	6.4	10.6	1.03
Décembre	4.3	13.9	60	2	5.0	8.2	0.62
Moyenne	11.6	24.4	55	2	8.6	18.1	2.69

–Le calcul se fait par le logiciel Cropwat.

–Tableau IV-2 : Evapotranspiration de référence (ETo) de la zone d'étude selon Penman Monteith

Mois	Temp Min °C	Temp Max °C	Temp moy °C	Humidité %	Vent Km/jour	Insol Heures	Radiation MJ/m ² .jour	ETo-penman mm/jour
Janvier	5	14.7	9.89	62	4.0	5.4	9.2	0.76
Février	3.3	12	7.66	64	1.0	7.1	13.1	1.11
Mars	7.2	18.5	12.87	54	3.0	8.1	14.4	1.95
Avril	8.1	23.6	15.87	58	2.0	8.5	20.6	2.83
Mai	14.3	30.8	22.85	51	2.0	9.7	23.9	3.94
Juin	17.9	32.9	25.37	50	2.0	11.2	26.6	4.68

Juillet	19.9	36	27.97	49	1.0	12.3	27.8	5.06
Août	22	37.4	29.72	49	2.0	12.4	26.5	4.98
Septembre	17.4	30.9	24.14	52	2.0	9.3	19.7	3.39
Octobre	10.9	24.1	17.50	53	3.0	7.1	13.9	1.90
Novembre	8.3	18.4	13.39	55	2.0	6.4	10.6	1.03
Décembre	4.3	13.9	9.08	60	2.0	5	8.2	0.62
moyenne	11.6	24.4	18,03	55	2.0	8.6	18.1	2.69

V.3.2.3. Détermination des besoins en eau d'irrigation :^[7]

V.3.2.3.1 Définition :

Le besoin en eau d'irrigation est la quantité d'eau nécessaire à la couche active du sol durant toute la période végétative pour garantir le rendement calculé.

V.3.2.3.2 La pluie efficace :

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

Plusieurs méthodes permettent de calculer ces pluies, mais ici nous retenons la méthode de pourcentage détaillée comme suit :

$$\text{Pluies efficaces (en mm/mois)} = A \times \text{Pluies totales (mm/mois)} \dots\dots\dots V-8$$

Avec :

A : coefficient estimé à 0,8.

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

Tableau IV-3 : Calcul de la pluie efficace par le Cropwat

	Pluie	Pluie eff.
	mm	mm
Janvier	54.4	43.5
Février	49.9	39.9
Mars	42.9	34.3
Avril	34.2	27.4
Mai	29.9	23.9
Juin	9.9	7.9
Juillet	1.5	1.2
Août	2.9	2.3
Septembre	17.4	13.9
Octobre	33.0	26.4
Novembre	53.1	42.5
Décembre	57.3	45.8
Total	386.4	309.1

Tableau IV-4 : Précipitation efficace dans la zone d'étude.

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
P (mm)	17.4	33.0	53.1	57.3	54.4	49.9	42.9	34.2	29.9	9.9	1.5	2.9
P_{eff} (mm)	13.9	26.4	24.5	45.8	43.5	39.9	34.3	27.4	23.9	7.9	1.2	2.3

V.3.3. Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures :

–Les besoins en eau des cultures sont calculés par la formule :

$$B = ET_{CUT} - (P_{eff} + X.RFU) \dots\dots\dots V-9$$

Avec :

- ET_{CUL} : L'évapotranspiration de la culture considérée.
- P_{eff} : La pluie efficace
- X : Coefficient compris entre 0et 1, correspondant au pourcentage d'utilisation de RFU, compte tenue de la profondeur d'enracinement atteinte.

- RFU : Réserve facilement utilisable (en mm) ; telle que :

$$\text{RFU} = Y (\text{Hcc} - \text{Hpf}) \cdot \text{Da} \cdot \text{Z} \dots\dots\dots \text{V-10}$$

Avec :

Z : Profondeur d'enracinement de la culture considérée.

H_{CC} : L'humidité à la capacité au champ

H_{PF} : L'humidité au point de flétrissement

Dans notre, on a un sol de texture limoneuse, cette dernière correspond à :

$$\text{H}_{\text{CC}} = (18 \text{ à } 26) \%$$

$$\text{H}_{\text{PF}} = (8 \text{ à } 12) \%$$

Donc on prend : H_{CC}=24% et H_{PF}= 10%.

Da : densité apparente.

Le calcul des besoins en eau d'irrigation se fait pour culture essentielle sur la surface de périmètre.

Les résultats de calcul des besoins en eau des cultures sont motionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-5 : Les besoins en eau de l'haricot ^[5]

Période végétative	ET ₀ (mm/mois)	P _{eff} (mm)	Profondeur z (mm)	K _c	RFU (mm)	Besoins (mm)
Janvier	48,3	43.5	500	0.5	87.82	
Février	64,5	39.9	500	0.85	80.27	
Mars	95,7	34.3	700	0.95	105.08	
Avril	117,6	27.4	700	0.9	111.26	4.91
Mai	157,2	23.9	700	0.7	123.61	61.6

Tableau IV-6 : Les besoins en eau de sorgho fourrager ^[5]

Période végétative	ET ₀ (mm/mois)	P _{eff} (mm)	Profondeur z (mm)	Kc	RFU (mm)	Besoins (mm)
Juin	140.4	7.9	933	0.6	117.56	
Juillet	156.86	1.2	999	1	125.87	92.72
Aout	154.38	2.3	940	1	118.44	92.86
Septembre	101.7	13.9	837	0.75	105.46	9.64
Octobre	58.9	26.4	739	0.6	93.11	

Tableau IV-7 : Les besoins en eau de luzerne ^[5]

Période végétative	ET ₀ (mm/mois)	P _{eff} (mm)	Profondeur z (mm)	Kc	RFU (mm)	Besoins (mm)
Novembre	30.9	42.5	683	0.8	86.06	
Décembre	19.22	45.8	677	0.65	85.3	
Janvier	23.56	43.5	697	0.6	87.82	
Février	32.19	39.9	687	0.76	86.56	
Mars	60.45	34.3	834	0.85	105.08	
Avril	84.9	27.4	883	1	111.26	1.87
May	122.14	23.9	931	1.1	117.31	36.44
Juin	140.4	7.9	983	1.15	123.86	36
Juillet	156.86	1.2	999	1.1	125.87	108.41
Aout	154.38	2.3	940	1.05	118.44	100.58
Septembre	101.7	13.9	937	1	118.06	87.8

Tableau IV-8 : Les besoins en eau de l'artichaut ^[5]

Période végétative	ET ₀ (mm/mois)	P _{eff} (mm)	Profondeur z (mm)	Kc	RFU (mm)	Besoins (mm)
Octobre	58.9	26.4	788	0.5	99.29	3.05
Novembre	30.9	42.5	683	0.75	86.05	
Décembre	19.22	45.8	677	0.81	85.3	
Janvier	23.56	43.5	697	0.8	87.82	
Février	32.19	39.9	687	0.65	86.56	
Mars	60.45	34.3	834	0.5	105.08	

Tableau IV-9 : Les besoins en eau de melon ^[5]

Période végétative	ET ₀ (mm/mois)	P _{eff} (mm)	Profondeur z (mm)	K _c	RFU (mm)	Besoins (mm)
Avril	84.9	27.4	883	0.5	111.26	
May	122.14	23.9	981	0.75	123.61	26.5
Juin	140.4	7.9	983	0.81	123.86	64.54
Juillet	156.86	1.2	999	0.8	125.87	82.33
Aout	154.38	2.3	940	0.65	118.44	58.57
Septembre	101.7	13.9	837	0.5	105.46	1.8

Tableau IV-10 : Les besoins en eau de chou ^[5]

Période végétative	ET ₀ (mm/mois)	P _{eff} (mm)	Profondeur z (mm)	K _c	RFU (mm)	Besoins (mm)
Octobre	58.9	26.4	788	0.57	99.29	
Novembre	30.9	42.5	683	0.7	86.06	
Décembre	19.22	45.8	677	0.81	85.3	
Janvier	23.56	43.5	697	0.7	87.82	
Février	32.19	39.9	687	0.5	86.56	

Tableau IV-11 : Les besoins en eau de maïs fourrager ^[5]

Période végétative	ET ₀ (mm/mois)	P _{eff} (mm)	Profondeur z (mm)	K _c	RFU (mm)	Besoins (mm)
Mars	60.45	34.3	834	0.5	105.08	
Avril	84.9	27.4	883	0.65	111.26	
May	122.14	23.9	981	0.8	123.61	32.61
Juin	140.4	7.9	983	0.96	123.86	85.6
Juillet	156.86	1.2	999	1.1	125.87	129.39
Aout	154.38	2.3	940	1.06	118.44	121.86
Septembre	101.7	13.9	837	0.95	105.46	47.56

Tableau IV-12 : Récapitulatif des besoins

Mois Culture	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Decembre	Totale
haricot	0	0	0	4.91	61.6	0	0	0	0	0	0	0	66.51
Sorgho fourrager	0	0	0	0	0	0	92.72	92.86	9.64	0	0	0	195.22
Luzerne	0	0	0	1.87	36.44	36	108.41	100.58	87.8		0	0	371.1
Artichaut	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3.05	0	0	3.05
Melon	0	0	0	0	26.5	64.54	82.33	58.57	1.8	0	0	0	233.74
Chou	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mais fourrager	0	0	0	0	32.61	85.6	129.39	121.86	47.56	0	0	0	417.02
Totale	0	0	0	6.78	157.15	186.14	412.85	373.87	146.8	3.05	0	0	1286.64

V.3.3.1. Calcul du débit spécifique :

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

–D’où les besoins de pointe correspondent au mois de juillet soient donc **412.85** mm/mois

$$Q_s = \frac{B_{net}}{E_i * T * t * 3600} \dots\dots\dots V-11$$

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

t : nombre des heures d’irrigation=24h

T : nombre de jours du mois de pointe =31 jours

Ei : Efficience d’irrigation (Ei=0.75)

$$Q_s = \frac{412.85 * 10}{0.75 * 31 * 24 * 3600} = 2.055 \text{ l/s/ha}$$

$$Q_s = 2.055 \text{ l/s/ha}$$

Il y a un risque de surdimensionnement car le débit spécifique calculé est très important

$$Q_s > 1.5 \text{ l/s/ha}$$

Dans ce cas, on a deux méthodes pour estimer le débit spécifique :

- Prendre la moyenne des débits spécifiques de l’ensemble des cultures ;
- Prendre en considération le débit spécifique de la culture la plus exigeante ;

–Donc le besoin de la culture la plus exigeante est **129.39 mm/mois**

$$Q_s = \frac{129.39 * 10}{0.75 * 31 * 24 * 3600} = 0.64 \text{ l/s/ha}$$

–Ce débit est largement inférieur à 1,5 l/s/ha donc le choix de ce débit reste valable.

–Donc le débit spécifique pour le périmètre de l’El Amra est de 0.64l/s/ha.

V.3.3.2. Evaluation du débit caractéristique :

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

$$Q_{\text{car}} = Q_s \cdot S \dots\dots\dots V-12$$

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

S : la superficie totale à irriguer = 3110ha

$$Q_{\text{car}} = Q_s \cdot S = 0.64 * 3110 = 1990.4 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{car}} = 1990.4 \text{ l/s}$$

V.4. Conclusion :

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

–Le calendrier cultural choisi, permet de diversifier les cultures, leur irrigation permettra d'intensifier leurs rendements, ce qui permettra un développement économique important pour la région d'El Amra.

CHAPITRE VI : ETUDE DU SYSTEME D'ADDUCTION**VI.1. Introduction**

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

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

VI.2. Présentation du projet du périmètre El Amra (secteur 1) :

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

- Secteur 1 208Ha
- Secteur 2 : 2902 Ha

–Dans cette thèse, notre étude est basée sur l'aménagement hydro agricole du secteur 1. La totalité de la superficie de la zone d'étude est incluse dans le territoire de la commune d'El Amra, wilaya d'Ain Defla.

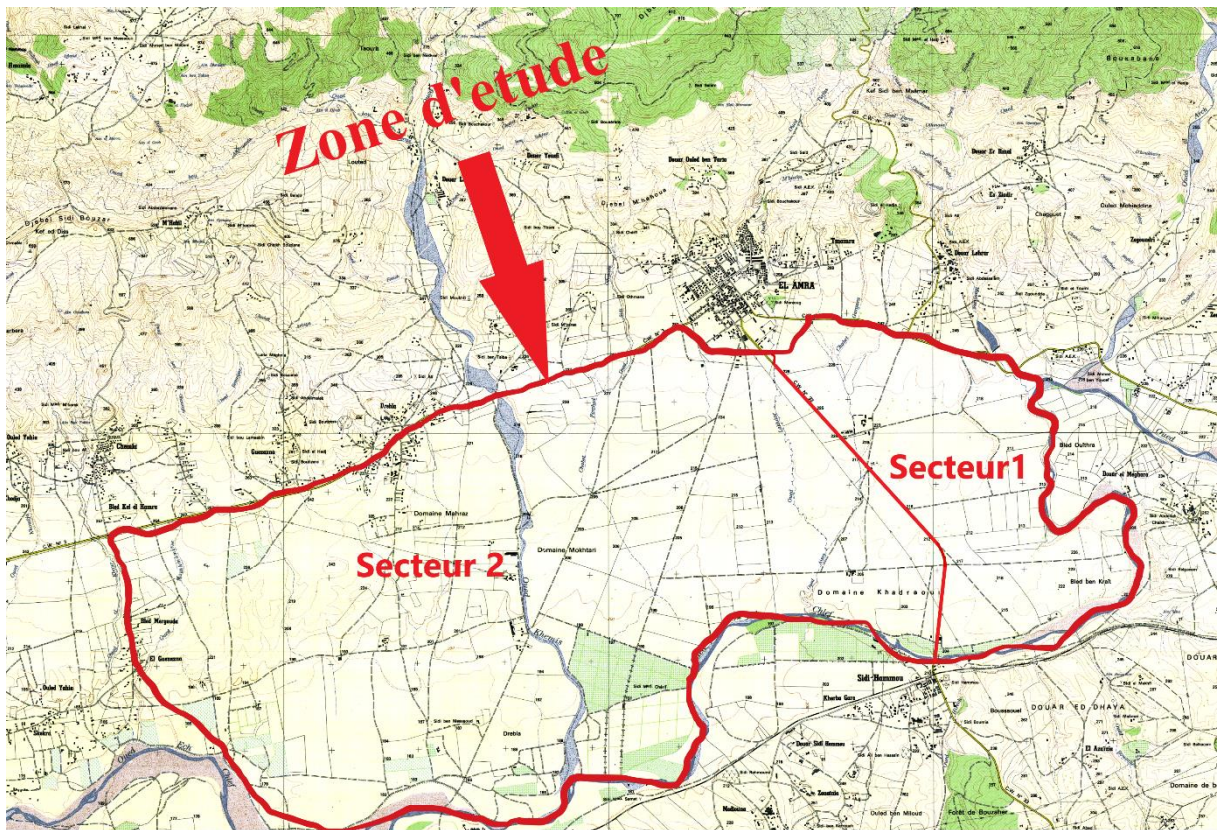


Figure IVI-IV-1 : Présentation du périmètre El Amra et ses deux secteurs

VI.3. Organisation du périmètre : îlots d'irrigation^[3]

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

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

VI.3.1. Implantation des bornes (Plan de bornage) :

–Le plan de bornage est le plan d'implantation des différentes bornes du réseau. Il est le résultat d'un compromis entre l'intérêt des utilisateurs (qui souhaiteraient disposer d'une borne chacun, idéalement située par rapport à leur îlot d'exploitation) et celui de l'organisme d'aménagement, qui cherche à en limiter le nombre (de manière à diminuer le coût du réseau collectif).

VI.3.1.1. Rôle et fonction de la borne d'irrigation :

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

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

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

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

VI.3.2. Tracé du réseau :^[3]

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

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

VI.3.2.1. 1^{er} phase tracé par proximité :

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

VI.3.2.2. 2^{ème} phase : Tracé à 120° :

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

VI.3.2.3. 3^{ème} phases : tracé économique :

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

VI.4. Modalités de distribution :**VI.4.1. Distribution à la demande :**

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

VI.4.2. Distribution au tour d'arrosage :**VI.4.2.1. L'irrigation avec un tour d'arrosage :**

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

VI.4.2.2. L'irrigation avec un tour d'arrosage à module variable sur tout le réseau :

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

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

A. Tour d'arrosage à la borne :

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

–

B. Tour d'arrosage à l'antenne :

– Dans le cas des petites propriétés, les modules disponibles lors de l'application des modalités précédentes, pourront être trop faibles, d'où l'option de regrouper plusieurs bornes sur une seule antenne donnée. Le débit fictif continu relatif aux superficies irriguées, desservies par cette antenne, constituera le module d'irrigation délivré aux différentes prises de l'antenne.

VI.5. Calcul du débit aux bornes :

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

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

– Q_b = Débit de chaque ilot (l/s)

– q_s = Débit spécifique (l/s/ha)

– S = Superficie de l'ilot (ha)

VI.5.1. Choix du diamètre de la borne :

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

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

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

–

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

N° de la borne	N° des ilots	Surface des ilots (ha)	Débit spécifique	Débit brutes des ilots (l/s)	Débit de la borne (l/s)	Diamètre de la borne (mm)
B.1	1	14.41	0.64	9.22	9.22	100
B.2	2	8.97	0.64	5.74	12.36	100
	3	10.35	0.64	6.62		
B.3	6	36.12	0.64	23.12	23.12	150

B.4	4	3.52	0.64	2.25	6.24	65
	5	6.23	0.64	3.99		
B.5	7	1.5	0.64	0.96	1.86	65
	9	1.41	0.64	0.9		
B.6	11	7.85	0.64	5.02	5.02	65
B.7	8	0.9	0.64	0.58	3.33	65
	10	1.56	0.64	1		
	12	2.74	0.64	1.75		
B.8	13	24.03	0.64	15.38	15.38	100
B.9	14	11.78	0.64	7.54	17.19	100
	18	15.08	0.64	9.65		
B.10	15	6.42	0.64	4.11	12.71	100
	16	5.87	0.64	3.76		
	17	7.57	0.64	4.84		
B.11	19	4.8	0.64	3.07	12.35	100
	20	7.05	0.64	4.51		
	21	5.9	0.64	3.77		
	22	1.57	0.64	1		
B.12	23	10.68	0.64	6.83	9.72	100
	24	4.51	0.64	2.89		
B.13	25	3.46	0.64	2.33	4.83	65
	26	2.64	0.64	1.69		
	27	1.26	0.64	0.81		

– Au total, le périmètre exige pour le secteur 1 (27) bornes pour permettre l'alimentation de l'ensemble des parcelles sur une surface de 208 ha.

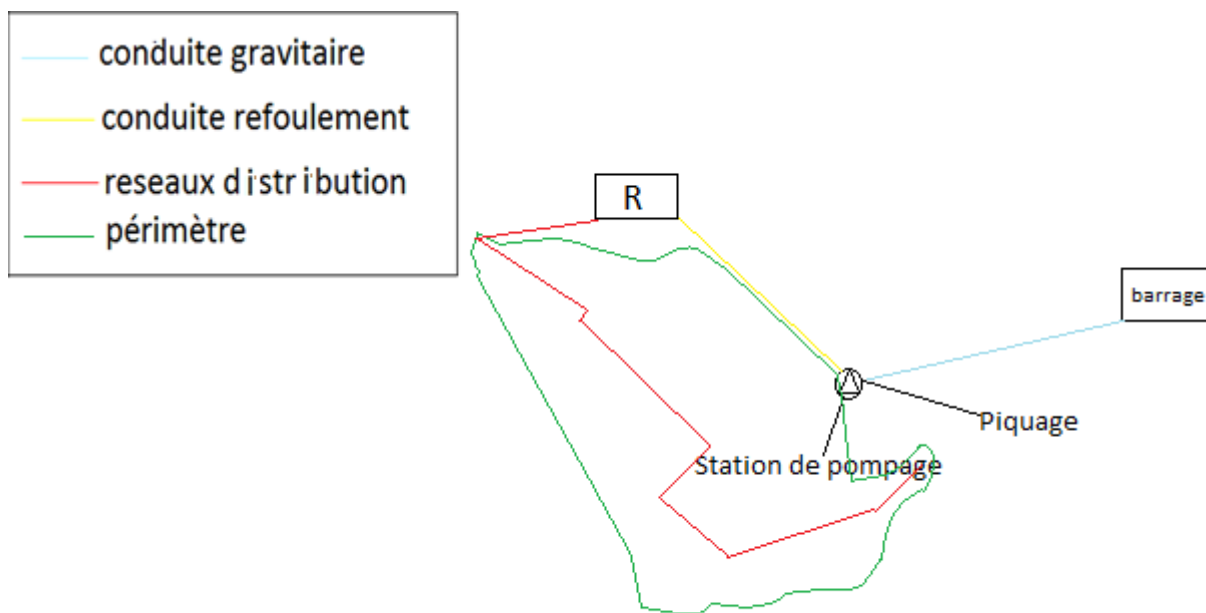
VI.6. Schéma d'aménagement hydro-agricole Variantes d'aménagement :**VI.6.1. Schéma d'adduction :**

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

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

VI.6.2. Schéma de distribution :

–Une conduite enterrée en PEHD, PN16 bars, partira du réservoir et permettra d'alimenter les bornes et les parcelles par une distribution gravitaire. Le schéma d'adduction et de refoulement est détaillé dans la figure VI-2 :



x

Figure IVI-IV-2 : Schéma d'aménagement hydro-agricole du périmètre El Amra

Le système d'adduction est détaillé comme suit :

A. Le barrage Sidi M'hamed Ben Taiba :

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

–Capacité totale 75Hm³

B. Un piquage :

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

C. Station de pompage :

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

–

D. Réservoir de distribution :

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

VI.7. Dimensionnement de conduit gravitaire (barrage-piquage) :

VI.7.1. Caractéristiques de la conduite gravitaire :

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

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

–Avec :

– ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

– K' : Coefficient de pertes de charge ;

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

– Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;($Q=1.99m^3/s$)

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

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

-m : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

- ΔH_t : Charge disponible (m) ;

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

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

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

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

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

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

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

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

-Détermination des pertes de charge totales :

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

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

- Donc : $D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0,001735 \times 16905 \times 1.99^2}{61}} = 1.13 m$

- $D_{av} = 1.13 m$

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

VI.8. Adduction par refoulement (SP-réservoir de distribution) :

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

VI.8.1. Caractéristique de la conduite de refoulement :

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

VI.8.2. Calcul du diamètre économique :

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

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

–Calcul du débit d'équipement :

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

– α : Coefficient de correction,

$$-\alpha = (1.04 \text{ à } 1.08)$$

$$- Q_{max.j} = 0.133 \text{ m}^3/s$$

$$-Q_{eq} = 1.04 \times 0.133$$

$$- Q_{eq} = 0.14 \text{ m}^3/s$$

–La station de pompage refoule un débit de **0.14 m³/s**.

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

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

–Avec :

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

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

–Donc nous avons :

$$-D = \sqrt{0.133}$$

$$-D = 0.365 \text{ m}$$

–Le diamètre calculé obtenu est de **365 mm** donc le diamètre normaliser de la conduite est de **400 mm**.

VI.9. Dimensionnement du la station de pompage :

VI.9.1. Caractéristiques générales de la station de pompage :

VI.9.1.1. Dispositions générales :

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

- Equipement hydraulique, hydro –mécaniques principaux et auxiliaires.
- Appareillages électriques.

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

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

–Notre bâtiment est en béton armé et en maçonnerie.

VI.9.2. Choix de type et de nombre de pompe pour la station de pompage (SP) :

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

- Le débit d'équipement qui est de 140 l/s.

-• La hauteur manométrique totale :

-**Hmt = $h_t + H_g$**VI-8

- **h_t** : perte de charge.

- **H_g** : Hauteur géométrique.

- **$h_t = h_s + h_l$** VI-9

- **h_s** : perte de charge singulière.

- **h_l** : Perte de charge linéaire.

- **$h_t = 1.15 \times h_l$**

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

- **$h_l = \frac{0.001052 \times 2500 \times 0.14^2}{0.4^{4.772}} = 4.08 \text{ m.c.e}$**

- **$h_t = 1.15 \times 4.08 = 4.69 \text{ m.c.e}$**

-Donc les pertes de charges totales égalent à **4.69 m.c.e**

- **$H_g = h_a - h_r$**VI-10

- **h_a** : cote de réservoir.

- **h_r** : cote de la pompe.

- **$H_g = 302 - 212 = 90\text{m}$**

-Donc la hauteur géométrique égale à 90m

- **$Hmt = h_t + H_g = 4.69 + 90 = 94.69 \text{ m}$**

- La hauteur manométrique totale nécessaire à l'adduction elle est de **94.69m**

-• la conduite de refoulement a un linéaire de 2500 m.

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

Tableau IVI-4 : Choix du type de bâtiment

N	Q (m ³ /h)	Hmt (m)	η %	(NPSH) _r (m)
1	-	-	-	-
2	504	94.7	79.7	9.37
3	558	95.8	78.9	3.92
4	504	94.7	79.8	3.67

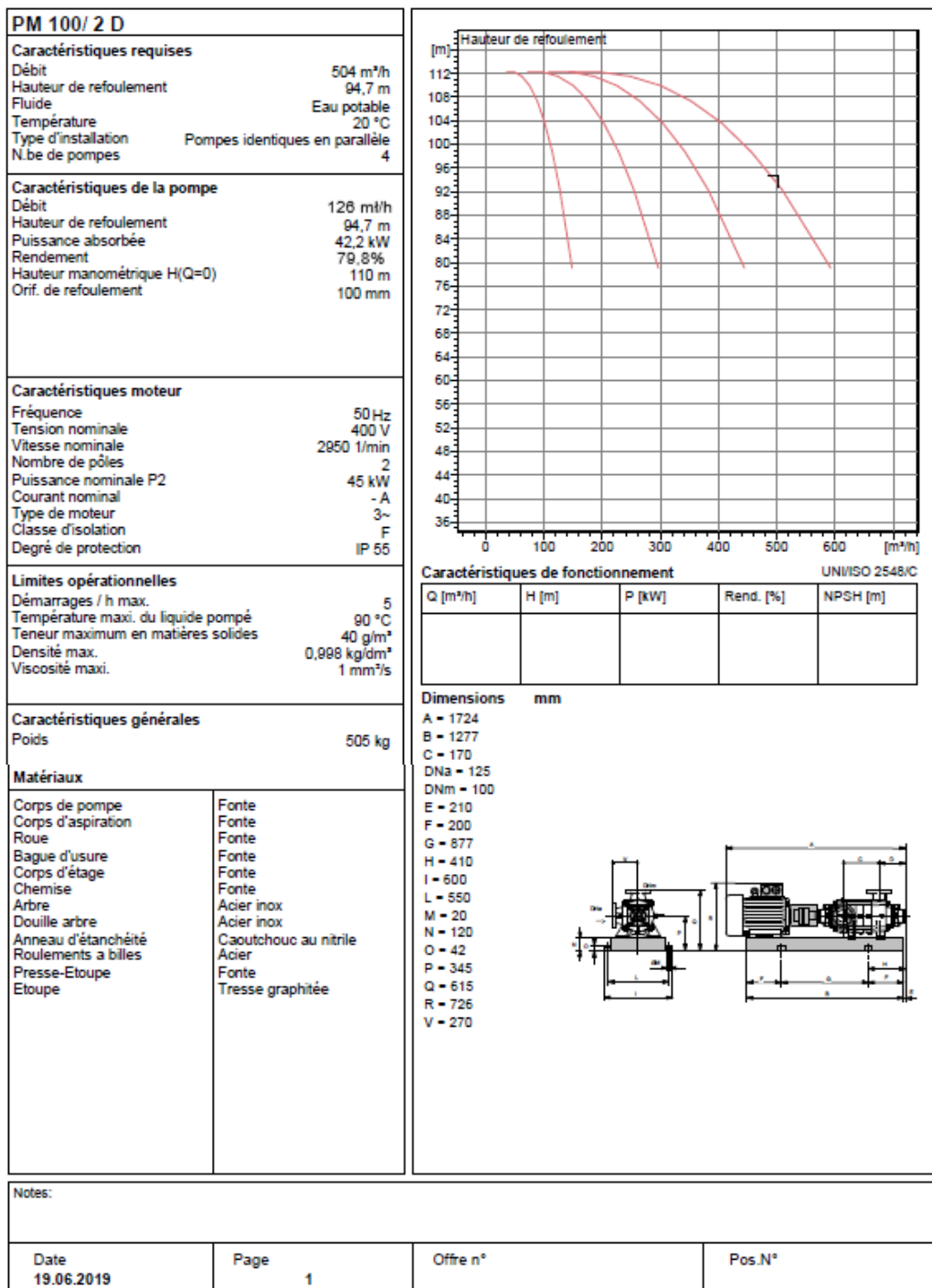
A. Les critères à respecter dans le choix :

Les critères à respecter dans le choix sont :

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

Remarque :

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



PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

Figure IVI-IV-3 : caractéristique de la pompe d'après caprari

VI.9.3. Bâtiment de la station de pompage :**VI.9.3.1. Type des bâtiments des stations de pompage :**

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

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

VI.9.3.2. Construction du bâtiment :

–La construction de bâtiment dépend de plusieurs facteurs :

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

VI.9.3.3. Choix du type de bâtiment :

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

Tableau IVI-5 : Choix du type de bâtiment

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

– Nous avons les données suivantes :

- Q=0,14 m³/s, débit refoulé par chaque pompe.
- Pompe Horizontale.

VI.9.4. Dimensionnement du bâtiment de la station pompage :

VI.9.4.1. Hauteur du bâtiment

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

– Où :

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

– H_p : hauteur de la pompe, $H_p = 0,6\text{ m}$;

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

– H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5\text{ m}$;

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

– H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2\text{ m}$;

– H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,35\text{m}$;

– H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8\text{ m}$;

– H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,6\text{m}$;

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

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

VI.9.4.2. Longueur du bâtiment

– Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

– $L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p + L_m + L_{pm}$

– n : nombre de pompes, $n = 5$ (tenant compte de la pompe de secours)

– L : longueur de la pompe et celle du moteur ($L = 1.724\text{ m}$).

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

– L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 1.5\text{ m}$.

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

– L_p : longueur du bureau du personnel, On prend : $L_p = 2\text{ m}$;

– L_m : épaisseur du mur, on prend : $0,20\text{ m}$.

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

–A.N : $L_b = 5 \times 1.724 + 0.8 \times 4 + 1.5 + 2 + 4 + 0,2 + 0,3 \Rightarrow L_b = 17.8\text{ m}$.

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

VI.9.4.3. Largeur du bâtiment

– Elle est donnée par la relation : $l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s$

– s : épaisseur du mur, $s = 0,20\text{ m}$;

– l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,3\text{m}$;

– l_2 : largeur pompe moteur, $l_2 = 0.43\text{m}$;

– l_3 : longueur des accessoires d'aspiration 4m

– l_4 : longueur des accessoires de refoulement 2m.

– l_5 : longueur des collecteurs de refoulement, $l_5 = 2\text{m}$.

– l_6 : distance entre mur et escalier, $l_6 = 1\text{ m}$.

–Finalement la largeur totale est de : **10.13mm**.

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

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

VI.10. Dimensionnement du réservoir de distribution :

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

–Le volume du réservoir est calculé comme suit :

$$-V = Q \times T_f \dots\dots\dots \text{VI-11}$$

– Q est le besoin maximum journalier = $133\text{ l/s} = 478.8\text{ m}^3/\text{h}$

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

$$-V = 478.8 \times 2\text{h} = 957.6\text{ m}^3$$

–Le réservoir projeté est prévu rectangulaire en béton armé avec une capacité de 1000 m^3 ;

–Les dimensions du réservoir sont comme suit :

- Hauteur et 4m.
- Longueur et 18 m.
- Largeur et 14 m.

Tableau IVI-7 : Dimensions du réservoir de stockage projeté

Volume (M3)	1000
Hauteur (m)	4
Longueur (m)	18
Largeur (m)	14
Côte du radier du réservoir (m)	302
Côte trop plein du réservoir (m)	306

VI.11. Dimensionnement du réseau de distribution :**VI.11.1. Caractéristiques des conduites du réseau de distribution gravitaire :**

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

VI.11.2. Vitesses admissibles :

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

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

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

VI.11.3. Choix du matériau des conduites :

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

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

VI.11.4. Caractéristiques des canalisations :^[3]

A. Conduites en fonte :

–Présentent plusieurs avantages :

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

–Leur inconvénient est :

- coût relativement important

B. Conduite en acier :

–Leurs avantages :

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

–Leur inconvénient est :

- la corrosion.

C. Conduite en PEHD :

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

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

–Leur inconvénient est :

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

VI.11.5. Calcul des diamètres : ^[3]

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

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

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

–Avec :

–Q : débit, exprimé en m³/s ;

–D : diamètre exprimé en mm

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

VI.11.6. Calcul des pertes de charge : ^[3]

–Les pertes de charge unitaires, ont été définies par la formule de LECHAPT et CALMON,

– Qui est donnée par la formule suivante :

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

–Avec :

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

–Q : Débit en m³/s

–D : Diamètre de la conduite considérée

–L, M et N : Paramètres en fonction de la rugosité absolue (Ks) des canalisations

Tableau IVI-8 : Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon

K (mm)	L	M	N
0.1	1.15	1.89	5.01
0.5	1.4	1.96	5.19
1	1.6	1.975	5.25

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

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

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

– $L=1.15$ $M=1.89$ $N=5.01$

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

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

N° du tronçon	L (m)	Q (l/s)	Q (m ³ /s)	Ø intér calculé (mm)	Ø Normalisé (mm)	Vitesse réelle V (m /s)	PDC Linéaire ΔHL (m)	PDC total ΔHt (m)	PDC total cumulé ΔHt (m)	C,T,aval Z(m)	Cote piézométrique (m)	P (m)
R1-N1	1000	133	0,133	375,751	450	0,836	1,387	1,526	1,526	285	313,473	28,474
N1-N2	415,5	123,78	0,123	362,493	400	0,985	2,185	2,403	3,929	237	311,07	74,07
N2-N3	267,3	111,42	0,111	343,918	400	0,887	1,791	1,970	5,900	224,6	309,099	84,499
N3-N4	107,2	88,3	0,088	306,164	355	0,892	2,098	2,3084	8,208	223,4	306,792	83,392
N4-N5	163,3	82,06	0,0820	295,148	315	1,053	3,325	3,658	11,866	222,5	303,133	80,633
N5-N6	67,5	6,88	0,006	85,461	110	0,724	5,975	6,573	18,439	223	296,560	73,56
N6-N7	171,8	5,02	0,005	73,001	90	0,789	9,001	9,901	28,340	224,6	286,659	62,059
N5-N8	226,4	75,18	0,075	282,504	315	0,965	2,818	3,10	14,966	221,7	300,033	78,333
N8-N9	114,3	3,33	0,003	59,456	75	0,754	10,329	11,362	26,328	222,1	288,671	66,571
N8-N10	248,7	71,85	0,072	276,177	315	0,922	2,587	2,846	17,813	220,3	297,187	76,887
N10-N11	595,6	56,47	0,056	244,841	280	0,917	2,961	3,256	21,069	213,4	293,930	80,531
N11-N12	155,5	12,71	0,012	116,157	140	0,826	5,694	6,263	27,333	213,3	290,382	77,082
N11-N13	131,8	43,76	0,043	215,532	250	0,891	3,226	3,548	24,617	213,5	290,382	76,882

N13-N14	433,4	26,57	0,026	167,946	200	0,846	3,843	4,227	28,845	211	284,449	73,449
N14-N15	257,4	12,35	0,012	114,501	140	0,802	5,393	5,932	34,777	210,3	278,517	68,217
N14-N16	252,5	14,22	0,014	122,864	140	0,92421682	7,04	7,744	36,589	212,2	276,706	64,506
N16-N17	418,1	4,83	0,005	71,606	90	0,75961312	8,367	9,204	45,793	214,3	267,501	53,201

-

Important :

D'après les calculs exposés dans le tableau V.9, on voit que la variante choisie avec station de pompage-réservoir nous donne des pressions très élevés aux bornes, donc on a utilisé des vannes de régularisation de pression pour réduire la pression à quatre bars, ce qui est très satisfaisant et permet l'implantation de plusieurs systèmes d'irrigation.

–On a utilisé une antenne pour alimenter l'îlot N°22 par la borne B11.

VI.12. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié le système d'adduction du périmètre El Amra (secteur 1) situé dans la wilaya d'Ain Defla.

Le secteur est découpé en 27 îlots, et comporte 13 bornes, la desserte de l'eau est à la demande.

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

Cette phase de calcul nous a permis :

- ✓ De Dimensionner le conduit gravitaire du barrage vers le périmètre avec un diamètre de 1200 mm
- ✓ De dimensionner une station de pompage et choisir les meilleures pompes.
- ✓ De calculer le réseau d'adduction qui est constitué d'une conduite de refoulement en diamètre 400 mm
- ✓ De déterminer le volume du réservoir et ces dimensions.
- ✓ De projeter le réseau de distribution, du réservoir vers les bornes d'irrigation à travers un système de canalisation en fonte et en PEHD.
- ✓ De s'assurer des pressions des bornes, qui sont nécessaires à toute projection d'un réseau d'irrigation, ce qui permet d'utiliser plusieurs systèmes d'irrigation même les plus exigeants en pression (tel que l'aspersion) et de diversifier les cultures pour de meilleurs rendements.

CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DU RESAU D'IRRIGATION
VII.1. Introduction :

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

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

VII.2. Dimensionnement d'un réseau d'aspersion :**VII.2.1. Données générales :**

Nous avons choisi la parcelle **1131-A-12** de surface égale à **4.8 ha** qui sera alimenté par la borne **B1.7**

- Longueur : **224 m**
- Largeur : **218 m**
- Culture : **Mais fourrager**
- Besoins de pointe : **129.39 mm**
- Choix du mode de couverture : **couverture totale.**
- Temps de travail : **20 heures par jour, et 25 jours par mois**

VII.2.2. Dose pratique : RFU :

Elle est calculée comme suit :

$$D_p = RFU = Y (H_{cc} - H_{pf}) \cdot D_a \cdot Z = 148.4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{VII-1}$$

VII.2.3. Le diamètre de l'ajutage :

La perméabilité du sol **k= 9 mm/h.** pluviométrie admissible.

On pose : **p ≤ k** tel que p : pluviométrie de la buse.

Le diamètre de la buse se calcul, par la relation :

$$P = \frac{1.5 \times d}{1.04} \dots \dots \dots \text{VII-2}$$

$$d = \frac{p \times 1.04}{1.5}$$

$$d = \frac{9 \times 1.04}{1.5} = \mathbf{6.24 \text{ mm}}$$

le diamètre de la buse normalisé le plus proche est de **7 mm**.

VII.2.4. Calcul de la portée du jet (L) :

La portée du jet se calcule par l'équation suivante : ^[1]

$$L = 3 \times d^{0.5} \times h^{0.25} \dots \dots \dots \text{VII-3}$$

Ou :

- d : diamètre de la buse (mm)
- h : pression à la buse (m), dans notre cas P=3.5 bars, h=35 m.

$$L = 3.5 \times 7^{0.5} \times 35^{0.25} = \mathbf{18.22m}$$

D'après le catalogue (voir le tableau suivant), pour le diamètre de la buse de 7 mm à une pression minimale de 3.5 bars la portée sera de 18.22m.

VII.1. Ecartements entre les rampes et arroseurs :

Diamètres des buses	P (bar) 2,5	P (bar) 3,0	P (bar) 3,5	P (bar) 4,0	P (bar) 4,5	P (bar) 2,5		P (bar) 3,0		P (bar) 3,5		P (bar) 4,0		P (bar) 4,5			
	Portée en m					Distance entre arroseurs PR 24											
mm						15x13	12x12	15x13	12x12	15x13	12x12	15x13	12x12	15x13	12x12	15x13	12x12
3,5	13,8	14,2	14,7	15,1	15,4	15x13	12x12	15x13	12x12	15x13	12x12	15x13	12x12	15x13	12x12	15x13	12x12
4,2	14,3	14,9	15,5	15,9	16,3	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18
4,5	14,6	15,2	15,8	16,3	16,8	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18
4,8	14,8	15,5	16,0	16,6	17,0	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18
5,0	15,1	15,8	16,4	16,9	17,3	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18
5,2	15,3	16,0	16,6	17,1	17,6	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18
6,0**	15,9	16,4	17,2	17,5	17,9	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18
7,0**	16,3	16,8	17,6	18,3	18,7	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18
Consommation d'eau du PR 24 W																	
	(m³/h)	(m³/h)	(m³/h)	(m³/h)	(m³/h)												
3,5	0,77	0,84	0,91	0,97	1,03												
4,2	0,99	1,09	1,17	1,26	1,33												
4,5	1,14	1,25	1,35	1,44	1,53												
4,8	1,30	1,42	1,53	1,64	1,74												
5,0	1,41	1,54	1,66	1,78	1,89												
5,2	1,52	1,67	1,80	1,92	2,04												
Consommation d'eau du PR 24																	
	(m³/h)	(m³/h)	(m³/h)	(m³/h)	(m³/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)
3,5x2,4	1,09	1,20	1,29	1,38	1,47	5,2	7,0	5,7	7,7	6,2	8,3	6,6	8,9	7,0	9,4		
4,2x2,4	1,32	1,44	1,56	1,66	1,77	6,8	9,2	7,4	10,0	8,0	10,8	8,5	11,5	9,1	12,3		
4,5x2,4	1,46	1,60	1,73	1,85	1,96	3,4	4,5	3,7	4,9	4,0	5,3	4,3	5,7	4,5	6,0		
4,8x2,4	1,62	1,77	1,92	2,05	2,17	3,8	5,0	4,1	5,5	4,4	5,9	4,7	6,3	5,0	6,7		
5,0x2,4	1,73	1,90	2,05	2,19	2,32	4,0	5,3	4,4	5,9	4,7	6,3	5,1	6,8	5,4	7,2		
5,2x2,4	1,85	2,02	2,18	2,33	2,48	4,3	5,7	4,7	6,2	5,0	6,7	5,4	7,2	5,7	7,6		
6,0x2,4	2,22	2,43	2,62	2,80	2,97	5,4	7,3	5,9	7,9	6,4	8,6	6,9	9,2	7,3	9,7		
7,0x2,4	2,85	3,12	3,37	3,60	3,82	7,1	9,5	7,8	10,5	8,4	11,2	9,0	12,0	9,6	12,7		

Figure IVII-1 : Ecartements entre les rampes et arroseurs

Er=18m, Ea=24m.

VII.2.5. Vérification de la pluviométrie (P<K) :

VII.2.5.1. Débit de l'asperseur : [1]

Le débit d'un asperseur se calcule, par la relation suivante :

$$Q = 0.95 \times \frac{\pi \times d^2}{4} \sqrt{2 \times g \times h} = 0.95 \times \frac{\pi \times (7 \times 10^{-3})^2}{4} \sqrt{2 \times 9.81 \times 35} \dots\dots\dots VII-4$$

Avec Q débit de l'asperseur (m3/s).

$$Q = 0.00096 \text{ m}^3/\text{s} = 3.45 \text{ m}^3/\text{h}$$

V.II.6.2.Vérification de la pluviométrie de l'asperseur : ^[1]

Si on admet que l'écartement est proportionnel à L, la pluviométrie horaire p en (mm/h) peut être appréciée via la relation : ou Q (m³/h)

$$P = \frac{Q}{Er \times Ea} = \frac{3.45 \times 1000}{18 \times 24} = \mathbf{7.98 \text{ mm}} \dots\dots\dots \text{VII-5}$$

Donc le diamètre de la buse choisi va assurer une pluviométrie $P \leq K=9.0 \text{ mm/h}$.

VII.2.6. Parametres d'arrosage :**VII.2.6.1. Calcul du tour d'eau :**

Tell que :

- Dose $p=148.4 \text{ mm}$.
- $N_j=25 \text{ jours}$
- $B_{bp}=129.39 \text{ mm}$

$$T_{eau} = \frac{Dose_p \cdot N_j}{B_{bp}} = \frac{148.4 \times 25}{129.39} = \mathbf{28.67 \text{ jours}} \dots\dots\dots \text{VII-6}$$

VII.2.6.2. Nombre d'irrigation par mois :

Donc on irrigue : $N_i/\text{mois} = 30/28=1 \text{ fois} \dots\dots\dots \text{VII-7}$

VII.2.6.3. Calcul de la dose réelle :

$$\mathbf{Dose_{reelle} = T\text{-eau} \times \text{la dose journaliere} \dots\dots\dots \text{VII-8}}$$

$$\mathbf{Dose_{reelle} = 28 \times 129.39/30 \text{ mm} = 120.76 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{Dose_{reelle} = 120.76 \text{ mm}}$$

V.II.7.4.Calcul de la dose brute :

L'efficiene (μ) =0.75

$$\mathbf{Dose_{brute} = \frac{Dr}{\mu} = \frac{Dr}{0.75} = 161.01 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{VII-9}}$$

VII.2.6.4. Temps d'arrosage :

Temps d'arrosage par position sans dépasser la capacité d'infiltration se calcul comme suit :

$$T = \frac{\text{Dose-brute}}{k \text{ pluviométrie}} = \frac{161.01}{7.98} \approx \mathbf{20 \text{ heures}} \dots\dots\dots \text{VII-10}$$

VII.2.6.5. Calcul du débit d'équipement :

$$Q \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) = \frac{S(\text{ha}) \cdot B(\text{mm}) \cdot 10}{T_a \times n \times N_j \times \mu} = \frac{4.8 \times 129.39 \times 10}{20 \times 1 \times 28 \times 0.75} = \mathbf{14.78 \text{ m}^3/\text{h}} \dots\dots\dots \text{VII-11}$$

VII.2.6.6. Nombre d'asperseurs (à acheter) :

$N_{\text{asp}} = (\text{surface à arroser (m}^2\text{)}) / (\text{implantation})$.

$$N_{\text{asp}} = \frac{Su \times 10000}{Er \times Ea} = \frac{4.8 \times 10000}{18 \times 24} = \mathbf{111.11} \equiv \mathbf{112 \text{ asperseurs.}} \dots\dots\dots \text{VII-12}$$

VII.3. Calculs hydrauliques :**VII.3.1. Dimensionnement hydraulique des rampes :**

- ✓ La longueur du terrain est de **224m**.
- ✓ La largeur du terrain est de **218 m**.

VII.3.1.1. Nombre d'asperseurs/rampe :

$$N_{\text{asp}/R} : \frac{Lr}{Ea} = \frac{218}{18} = \mathbf{12.11} = \mathbf{13 \text{ asperseurs.}} \dots\dots\dots \text{VII-13}$$

VII.3.1.2. Nombre de rampes :

$$N_{\text{rampes}} = \frac{Lr - \frac{Er}{2}}{Er} = \frac{212}{24} \approx \mathbf{9 \text{ rampes}} \dots\dots\dots \text{VII-14}$$

VII.3.1.3. Le débit de la rampe :

Le débit de la rampe = le débit de l'asperseur \times le nombre d'asperseur/ rampe.....VII-15

$$Q_r = N_{asp} \times Q_{asp} = 3.45 \times 13 = 44.85 \text{ m}^3/\text{h.} = 12.45 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s.}$$

VII.3.1.4. Calcul du Diamètre de la rampe :

$$\text{Diamètre de la rampe : } D_r = \sqrt{\frac{4 \times Q_r}{\pi \times V}} \dots\dots\dots \text{VII-16}$$

Avec : V : vitesse de l'écoulement à travers la rampe ou $V \leq V_{adm}$; $V_{adm} \in [0.5 : 2.5] \text{ m/s.}$

On suppose que $v = 1.5 \text{ m/s}$ et on calcule D_r

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times 12.45 \times 10^{-3}}{\pi \times 1.5}} = 0.103 \text{ m} = 103 \text{ mm.}$$

Les conduites en PEHD disponibles sur le marché ont les diamètres suivants :

50 ; 63 ; 75 ; 90 ; 110 ; 125 ; 160 et 200mm.

Donc le diamètre de la rampe normalisé **110mm** ce qui permet de calculer la nouvelle vitesse :

$$V = \frac{4 \times Q_r}{\pi \times D_r^2} = \frac{4 \times 12.45 \times 10^{-3}}{\pi \times 0.110^2} = 1.31 \text{ m/s} \leq V_{adm} \dots\dots\dots \text{VII-17}$$

VII.3.2. Dimensionnement de la porte rampe :

VII.3.2.1. Longueur de la porte Rampe :

La longueur de la porte rampe est calculée par :

$$L_{pr} = L - \frac{Er}{2} = 224 - 18/2 = 215 \text{ m} \dots\dots\dots \text{VII-18}$$

VII.3.2.2. Débit de porte rampe :

$$Q_{P-r} = Q_{asp} \times N_{asp/rampe} \times N_{rampe} \dots\dots\dots \text{VII-19}$$

Donc :

$$Q_{P-r} = 3.45 \times 13 \times 9 = 403.65 \text{ m}^3/\text{h} = 0.112 \text{ m}^3/\text{s.}$$

VII.3.2.3. Calcul du Diamètre de la porte rampe :

$$\text{Diamètre de la porte-rampe : } D_{p-r} = \sqrt{\frac{4 \times Q_{pr}}{\pi \times V}} \dots\dots\dots \text{VII-20}$$

Avec : V : vitesse de l'écoulement à travers la porte-rampe ou $V \leq V_{adm}$; $V_{adm} \in [0.5 : 2.5] \text{ m/s}$.

On suppose que $v=1.5 \text{ m/s}$ et on calcule D_{p-r} .

$$D_{pr} = \sqrt{\frac{4 \times 0.112}{\pi \times 1.5}} = 0.308 \text{ m} = 308 \text{ mm.}$$

On prend le diamètre normalisé ($D_{p-r}=315 \text{ mm}$). Donc la nouvelle vitesse sera :

$$V = \frac{4 \times Q_{p-r}}{\pi \times D_{p-r}^2} = \frac{4 \times 0.112}{\pi \times 0.315^2} = 1.43 \text{ m/s} \leq V_{adm}.$$

VII.3.3. Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charges seront calculées selon la formule de Hazen-Williams :

$$J = \left(\frac{3.592}{C_H} \right)^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}} Q^{1.852} \dots\dots\dots \text{VII-21}$$

Avec :

- J = Perte de charges linéaire en m ;
- C_H : Coefficient de Hazen-Williams (130-140 pour la fonte et le PEHD) ;
- D : Diamètre en m ;
- L : longueur de la conduite en m.

VII.3.3.1. Les pertes de charge de la rampe :

On a $L_{rampe}=218 \text{ m}$ $D_r=0.110 \text{ m}$ $Q_r=0.01245 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$J_r = \left(\frac{3.592}{140} \right)^{1.852} \times \frac{218}{0.11^{4.87}} \times 0.01245^{1.852} = 1.87 \text{ m}$$

VII.3.3.2. Les pertes de charge de la porte rampe :

On a: $L_{pr}=215\text{m}$ $D_{pr}=0.315\text{ m}$ $Q_{pr}=0.112\text{ m}^3/\text{s}$.

$$J_{pr} = \left(\frac{3.592}{140}\right)^{1.852} \times \frac{291}{0.315^{4.87}} \times 0.112^{1.852} = 1.58\text{ m}$$

VII.3.4. Calcul de la pression en tête du réseau :

C'est la pression nécessaire pour le bon fonctionnement du dernier asperseur.

$$H=H_1+ H_2+ H_3 \dots\dots\dots\text{VII-22}$$

Avec :

- H : pression à la tête de la parcelle.
- H1 : pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur (2.5bar).
- H2 : perte de charge totale.
- H3 : la dénivelée. (0 m. terrain relativement plat)

$$H = 25+1.87+1.58+0=28.45\text{ m}$$

Donc la pression égale **2.84 bars** ce qui est largement suffisant vu la pression aux bornes qui est de **2.84 bars** au minimum.

VII.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le dimensionnement de l'irrigation dans la parcelle, qui est celui de l'aspersion.

Pour ce qui est du réseau d'irrigation par aspersion, deux contraintes doivent être prises en compte : la perméabilité du sol et la vitesse du vent. Dans notre cas, nous avons dimensionné une parcelle de Maïs fourrager.

Enfin, on doit noter que le pilotage d'irrigation est nécessaire pour une bonne gestion d'un réseau d'irrigation et une utilisation rationnelle de l'eau.

CHAPITRE VIII : CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE**VIII.1. Introduction**

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

- Le réseau de distribution.
- La conduite d'adduction.
- Le réseau d'irrigation. (Par aspersion).

VIII.2. Différents travaux à entreprendre :**VIII.2.1. Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution :**

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

VIII.2.1.1. Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

VIII.2.1.2. Pose du lit de sable :

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

VIII.2.1.3. Pose des conduites :

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

VIII.2.1.4. Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

VIII.2.1.5. Remblayage des tranchées

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

VIII.2.1.6. Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VIII.2.2. Travaux concernant la station de pompage

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

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

- Maçonnerie et finition générale.

VIII.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution :

VIII.3.1.1. Calcul du volume de terrassement

A. Largeur du fond de la tranchée :

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

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

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

B. profondeur de la tranchée :

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

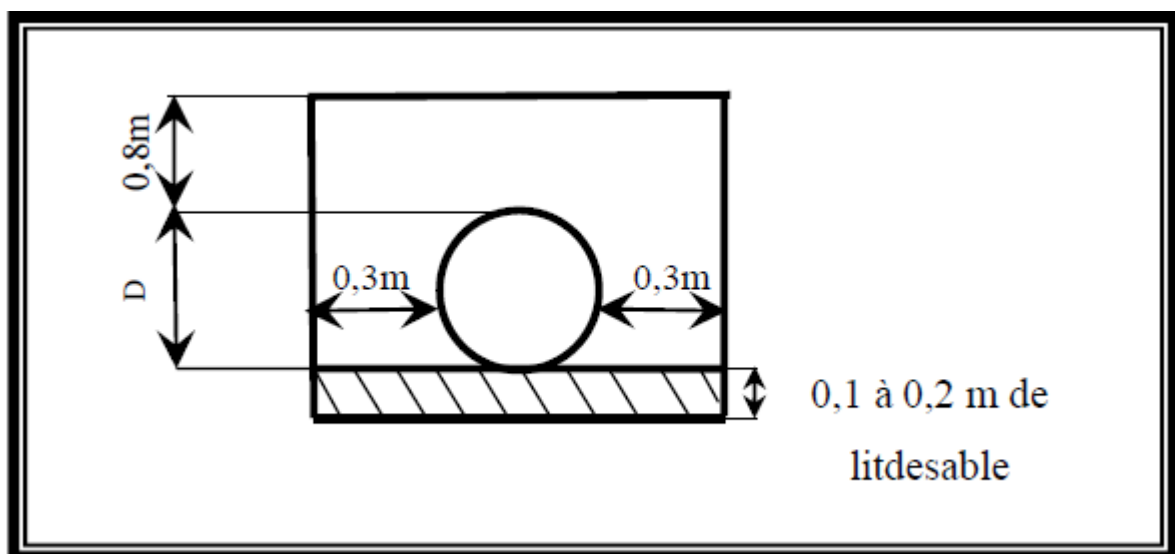


Figure VIII-1 : Schéma d'une tranchée

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

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur du lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

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

VIII.3.2. Calcul du volume de déblai :

La surface à calculer est la surface rectangulaire :

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

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

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

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

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VIII-1

Tableau VIII-1 : Calcul du volume de déblai

	Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b :(m)	Hauteur de La tranchée (m)	Volume de déblai (m3)
La conduite gravitaire	1200	14700	1.8	2.2	58212
la conduite de refoulement	400	2500	1	1.4	3500

VIII.3.3. Calcul du volume de lit de sable :

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

Tableau VIII-2 : calcul du volume de sable

	Hauteur (m)	Longueur (m)	largueur (m)	Volume (m3)
La conduite gravitaire	0.12	14700	1.8	3175.2
la conduite de refoulement	0.12	2500	1	300

VIII.3.4. Calcul du volume de remblai :

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

$$V_r = V_d - (V + V_s) \dots \dots \dots \text{VIII-5}$$

V_r : Volume du remblai compacté (m³)

V_d : Volume du déblai (m³)

V_s : Volume du sable

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

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite.

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

Tableau VIII-3 : Calcul du volume de remblai

	Diamètre (mm)	Volume de déblai (m ³)	Volume de la conduite (m ³)	Volume du sable (m ³)	Volume de remblai (m ³)
La conduite gravitaire	1200	58212	16625.31	3175.2	38411.49
la conduite de refoulement	400	3500	314.16	300	2885.84

VIII.4. Estimation de cout total de projet :**VIII.4.1. Estimation de cout de pose de canalisation de l'adduction :****Tableau VIII-4 : Estimation du cout de pose de canalisation de l'adduction**

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
déblai en terrain	M ³	61712	300	18513600
lit de sable	M ³	3475.2	800	2780160
remblaiement de la tranchée	M ³	41297.33	200	8259466
TubeØ400	M/l	2500	5396	13490000
TubeØ1200	M/l	14700	29520,43	433950321
			TOTAL 1 (HT)	476 993 547
			TVA 1 (19%)	90 628 773.93
			Montant TTC 1	567 622 320.9

VIII.4.2. Estimation du cout de la station de pompage :

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

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

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

H : hauteur de poteau = 5.5 m

Poteaux : $b \times b = 30 \times 30\text{ cm}$

Poutres : $b \times b = [(40\text{ à }50) \times 30]\text{ cm}$

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

(L = 5.6m ; l = 3.9 m ; n_p=12)

Volume des travaux :• **Décapage :**

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

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

• **Excavation :**

$$V_{ex} = 1 \times 1 \times 0.9 \times np \dots\dots\dots\text{VIII-7}$$

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

• **Déblai :**

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

• **Béton de propreté :**

$$V_{b,p} = 10 \text{ cm} * 1 \text{ m} * 1 \text{ m} * np \dots\dots\dots\text{VIII-9}$$

$$V_{b,p} = 0,1 * 1 * 1 * 12 = 1.2 \text{ m}^3$$

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

$$V_{B.A.S} = 1 \times 1 \times 0.3 \times np \dots\dots\dots\text{VIII-10}$$

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

• **Demi-Poteaux :**

$$V_{D.P} = (0,6 \times 0,3 \times 0,3) \times np = 0.648 \text{ m}^3 \dots\dots\dots\text{VIII-11}$$

• **Remblai fouilles**

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

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

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

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

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

• **Béton armé Longrines**

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

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

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

- **Le volume occupé par le Brique**

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

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

- **Nombre de Brique**

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

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

- **Chape (Plateforme)**

➤ Gravier (épaisseur = 3 cm)

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

➤ Chape de béton armé = 7 cm

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

- **Poteaux (Béton armé)**

$$V_p = n_p \times (0,3 \times 0,3 \times H) \dots \dots \dots \text{VIII-19}$$

tq : (H= 3 à 4) On prend H= 4 m

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

- **Dalle**

$$V_{dalle} = V_{B.A. chape} = 58.97 \text{ m}^3 \dots \dots \dots \text{VIII-20}$$

- **Poutre**

$$V_p = 0.2 V_{dalle} = 11.79 \text{ m}^3 \dots \dots \dots \text{VIII-21}$$

- **Maçonnerie extérieur**

$$S_{brique} = 0,2 \times 0,3 = 0,06 \text{ m}^2 \quad (1 \text{ pièce}) \dots \dots \dots \text{VIII-22}$$

$$N_{brique} = [2 \times (8 \times L + 6 \times l) \times H] / S_{brique} = 7885 \text{ pièces (brique sur la ceinture)}$$

$$N^\circ \text{ Totale .Brique (Brique 30-20-15)} = 7885 + 2209 = 10094 \text{ pièces}$$

Tableau VIII-5 : Estimation de cout de deux stations de pompage

Désignation des travaux	unités	Quantité	Prix unitaire	Montant (Da)
Décapage	m ³	16.2	250	3000
Excavation	m ³	10.8	400	4320
Béton de propreté	m ³	1.2	12000	14400
Béton armé				
Semelles	m ³	3,6	25000	90000
Demi-poteaux	m ³	0,648	25000	16200
Poutre	m ³	11,79	25000	294750
Chape	m ³	183.46	25000	3439750
Poteaux	m ³	4,32	25000	108000
longrine	m ³	22.76	25000	485500
Ceinture	m ³	4.31	25000	94500
gravier	m ³	78.62	25000	1474250
Remblai				
Fouille	m ³	266.33	450	97168,5
la dalle	m ³	58,97	450	26536,5
Maçonnerie				
Briques	U	10094	29	249168
Total 2 (DA)	8 199 581			
TVA 2 (19%)	1 557 920,39			
PRIX TOTAL 2	9 757 502			

VIII.4.3. Estimation du cout du réservoir :

Les opérations à suivre pour la réalisation :

- Terrassements :
 - Décapage des terres végétales.
 - Fouille en grande masse jusqu'au bon sol.
 - Remblai en terre épierrée.

-
- Transport des terres excédentaires.
 - Coffrage :
 - Radier.
 - Voile.
 - Coupole.
 - Béton :
 - Béton de propreté dosé a 150kg/m^3 .
 - Béton : radier, voile (400kg/m^3) ; coupole (350kg/m^3)
 - Enduit et peinture :
 - Enduit : étanche sur la surface intérieure avec des adjuvants dosés à 600kg/m^3 .
 - Peinture :
 - * badijonage des surfaces en terre par du fillincotte
 - * Etanchéité de la coupole par des paxa-aluminium.
 - * Peinture vinylique sur la partie apparente.
 - Menuiserie métallique :
 - Carpeau métallique.
 - Grille d'aération métallique.
 - Echelles galvanisées.

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

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	m3	419,382	450,00	188 721,90
Béton de propreté	m3	36,47	6 000,00	218 808,00
Béton armé	m3	153,06	35 000,00	5 356 960,00
Etude géotechnique	///	1	500 000,00	500 000,00
Chambre de vanne	///	1	45 000,00	45 000,00
Equipements hydromécaniques	///	1	100 000,00	100 000,00
TOTAL 3 (HT)				6 409 489,90
TVA 3 (19%)				1 217 803,08
Montant TTC 3				7 627 292,981

VIII.4.4. Estimation du cout du réseau de distribution :**Tableau VIII-7 : Factures pro-forma des pièces du réseau distribution**

Pièces	Unité de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
TubeØ75 PEHD	m/l	114,3	947,35	108282,105
TubeØ90 PEHD	m/l	589,9	1385,17	817111,783
TubeØ110 PEHD	m/l	67,5	2023,16	136563,3
TubeØ140 PEHD	m/l	665,4	3158,92	2101945,37
TubeØ200 PEHD	m/l	433,4	6467,71	2803105,51
TubeØ250 PEHD	m/l	131,8	1070,88	141141,984
TubeØ280 PEHD	m/l	595,6	12625	7519450
TubeØ315 PEHD	m/l	638,4	15978,74	10200827,6
TubeØ355 PEHD	m/l	107,2	20333,37	2179737,26
TubeØ400 PEHD	m/l	682,8	25806,63	17620767
TubeØ450 PEHD	m/l	1000	32604,04	32604040
vanneØ1200	U	1	65000	65000
vanneØ400	U	1	25000	25000

vanneØ480	U	1	27000	27000
borne	U	13	16000	208000
Vanne de régularisation de	U	12	12928,37	155140,44
TOTAL 4 (HT)				76 713 112,3
TVA 4 (19%)				14 575 491.34
Montant TTC 4				91 288 603.64

VIII.4.5. Estimation Des équipements interne de la parcelle :

Tableau VIII-8 : Estimation Des équipements interne de la parcelle

Equipement	Unité	Quantité	Prix DA unitaire	Montant DA
Rampes	M/l	1962	300	588600
Porte rampes	M/l	215	410	88150
Asperseur type A60	U	112	1166	124320
Té à clapet pour installation l'asperseur	U	112	432	48384
Canne d'asperseur pour Type A60	U	112	1.069	119.73
Semelle stabilisatrice pour Type A 60	U	112	159	17808
TOTAL 5 (HT)				867 381.73
TVA 5 (19%)				164 802.53
Montant TTC 5				1 032 184.26

VIII.5. Devis estimatif de projet :

Le devis des différentes opérations sont comme suit :

1. Devis de l'adduction (Montant TTC 1=576 622 320.9 DA)
2. Devis du système de pompage (Montant TTC =9 757 502 DA)
3. Devis de réservoir (Montant TTC 3=7 627 292.981 DA)
4. Devis du réseau de distribution (Montant TTC 4=91 288 603.64 DA)
5. Devis des équipements interne de la parcelle (Montant TTC 5=1 032 184.26 DA).

Donc le devis total du projet de El Amra (Secteur 1) est estimé à **686 327 903.8 DA**

VIII.6. Conclusion :

Dans notre travail on a déterminé le devis général de stations de pompage, et l'adduction et le réseau de distribution, en premier lieu nous avons fait une étude quantitative des volumes des travaux. Comme deuxième étape nous avons estimé le cout de projet qui est de (six cent quatre-vingt-six million trois cent vingt-sept mille neuf cent trois virgule huit dinar) **686 327 903.8 DA**. Il est élevé mais on doit noter que ce réseau est rentable à moyen terme.

Conclusion générale

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

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

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

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

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

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

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

Références bibliographiques

[1] **René Clément et Alain Galand** : 1979, L'irrigation par aspersion et réseaux collectif de distribution sous pression, édition, Eyrolles, Paris.

[2] **L.Rieul**: 1992, Guide pratique d'irrigation, édition, CEMAGRF Paris.

[3] **Charles Ollier et Maurice Poirée** : 1981, Irrigation les réseaux d'irrigation théorie, technique et économie des arrosages, édition Eyrolles Paris.

[4] **Dubost d.** 1992- aridité, agriculture et développement : le cas des oasis algériennes in sècheresse no 2. Vol. 3.

[5] **FAO 1975.** Food alimentation organisation les besoins en eau des cultures. Bull Fao n° 24.

[6] **Hillel, D. 1988.** L'eau et le sol : Principes et processus physiques. Ed Academia, 288 pages.

[7] **Perrier A (1975)** Étude physique de l'évapotranspiration dans les conditions naturelles. III. Evapotranspiration réelle et potentielle des couverts végétaux. In Annales agronomiques.

[8] **Ollier ch.et Poirée m.** (1983). Irrigation : les réseaux d'irrigation, théorie, technique et économie des arrosages. Ed. Eyrolles. paris.455p.

[9] **Tiercelin.** 2006. Traité d'irrigation, Lavoisier tec & doc, paris .1011p.

Annex 1

7

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

Tableau n° 3

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

Annexe 2

5. RESERVE D'HUMIDITE FACILEMENT UTILISABLE (RFU)

DONNEES GENERALES SUR LA PROFONDEUR D'ENRACINEMENT DES CULTURES EN PHASE DE PLEIN DEVELOPPEMENT, FRACTION DE L'EAU UTILISABLE (p) ET RESERVE FACILEMENT UTILISABLE (p.Sa) POUR DIFFERENTS TYPES DE SOLS (en mm/m de profondeur) QUAND ET_{cro} = 5-6 mm/jour

Cultures	Profondeur d'enracinement (d) m	Fraction (p) de l'eau utilisable ¹	Réserve d'eau facilement utilisable (p.Sa) mm/m ²		
			T.fin	T.moyenne	T.grossière
Luzerne	1.0-2.0	0.55	110	75	55
Banane	0.5-0.9	0.35	70	50	20
Orge ²	1.0-1.5	0.55	110	75	35
Haricot ²	0.5-0.7	0.45	90	65	30
Betterave	0.6-1.0	0.5	100	70	35
Chou	0.4-0.5	0.45	90	65	30
Carotte	0.3-1.0	0.35	70	50	20
Céleri	0.3-0.5	0.2	40	25	10
Agrumes	1.2-1.5	0.5	100	70	30
Trifile	0.6-0.9	0.35	70	50	20
Cacao		0.2	40	30	15
Coton	1.0-1.7	0.65	130	90	40
Cocombre	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Date	1.5-2.5	0.5	100	70	30
Fruitière cado.	1.0-2.0	0.5	100	70	30
Lin ²	1.0-1.5	0.5	100	70	30
Céréales ²	0.9-1.5	0.6	120	80	40
Céré. d'hiver ²	1.5-2.0	0.6	120	80	40
Vigne	1.0-2.0	0.35	70	50	20
Caoutchouc	0.5-1.5	0.5	100	70	30
Arachide	0.5-1.0	0.4	80	55	25
Laiton	0.3-0.5	0.3	60	40	20
Maïs ²	1.0-1.7	0.6	120	80	40
Maïs-ensilage		0.5	100	70	30
Melon	1.0-1.5	0.35	70	50	25
Olivier	1.2-1.7	0.65	130	95	45
Oranger	0.3-0.5	0.25	50	35	15
Palmier	0.7-1.1	0.65	130	90	40
Pois	0.6-1.0	0.35	70	50	25
Poisson	0.5-1.0	0.25	50	35	15
Ananas	0.3-0.6	0.5	100	65	30
Pomme de terre	0.4-0.6	0.25	50	30	15
Carthame ²	1.0-2.0	0.6	120	80	40
Sisal	0.5-1.0	0.8	155	110	50
Sorgho ²	1.0-2.0	0.55	110	75	35
Soja	0.6-1.3	0.5	100	75	35
Epinard	0.3-0.5	0.2	40	30	15
Fraisier	0.2-0.3	0.15	30	20	10
Betterave sucr.	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Canne à sucre ²	1.2-2.0	0.65	130	90	40
Tournefort ²	0.8-1.5	0.45	90	60	30
Potato douce	1.0-1.5	0.65	130	90	40
Tabac - init.	0.5-1.0	0.35	70	50	25
Tabac - tard		0.65	130	90	40
Tomate	0.7-1.5	0.4	80	60	25
Légumes	0.3-0.6	0.2	40	30	15
Blé	1.0-1.5	0.55	105	70	35
Blé mûr		0.9	180	130	55
Volume total d'eau du sol disponible (Sa) (mm/m)			300	140	60


¹ Quand ET_{cro} < 3 mm/jour, augmenter les valeurs de 30 % ; quand ET_{cro} > 8 mm/jour, réduire les valeurs de 30 %. Ceci suppose des conditions non salines (CE < 2 dS/m).

² Des valeurs supérieures à celles indiquées ici sont observées durant la maturation.

Sources: Taylor (1965), Stuart et Hagan (1972), Sahar et Goods (1967), Rijssen (1965), etc.

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage N° 24, Tableau 39 (nouvelle version).

Annexe 3



Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30

1 buse
angle de jet 30°
Raccord fileté 1"

Ø de la buse mm	pression à la buse bar	portée m	débit m³/h	espacement m		surface irriguée m²		densité d'aspersion mm/h	
				□	△	□	△	□	△
				disp.	disp.	disp.	disp.	disp.	disp.
4,0	2,5	13	0,93	12/18	18/18	216	324	4,3	2,88
	3,0	14,5	1,02	18/18	18/24	324	432	3,16	2,36
	3,5	15,3	1,11	18/18	18/24	324	432	3,42	2,57
	4,0	16	1,19	18/18	18/24	324	432	3,71	2,76
4,2	2,5	13,5	1,04	12/18	18/24	324	432	4,8	2,42
	3,0	15	1,14	18/18	18/24	216	432	3,52	2,64
	3,5	15,8	1,23	18/18	18/24	324	432	3,8	2,85
	4,0	16,5	1,32	18/24	24/24	324	576	3,06	2,3
4,5	2,5	14	1,20	18/18	18/24	432	432	3,71	2,78
	3,0	15,5	1,32	18/18	18/24	324	432	4,07	3,05
	3,5	16,3	1,42	18/18	18/24	324	432	4,38	3,29
	4,0	17	1,52	18/24	24/24	324	576	3,52	2,64
4,8	2,5	14,5	1,38	18/18	18/24	432	432	4,27	3,2
	3,0	16	1,51	18/18	18/24	324	432	4,66	3,5
	3,5	16,5	1,63	18/24	24/24	324	576	3,78	2,82
	4,0	17	1,75	18/24	24/24	432	576	4,05	3,04
5,0	2,5	14,5	1,48	18/18	18/24	432	432	4,57	3,43
	3,0	16,5	1,63	18/18	18/24	432	432	5,04	3,77
	3,5	17	1,76	18/24	24/24	324	576	4,08	3,05
	4,0	17,5	1,88	18/24	24/24	324	576	4,35	3,26
5,5	2,5	15,2	1,82	18/18	18/24	432	432	5,62	4,22
	3,0	17	1,99	18/24	24/24	432	576	4,61	3,45
	3,5	17,5	2,14	18/24	24/24	324	576	4,95	3,71
	4,0	18	2,29	18/24	24/24	432	576	5,31	3,98
6,0	2,5	16,2	2,16	18/24	24/24	432	576	5,00	3,75
	3,0	17,5	2,37	18/24	24/24	432	576	5,50	4,12
	3,5	18	2,56	18/24	24/24	432	576	5,92	4,43
	4,0	18,5	2,74	18/24	24/24	432	576	6,35	4,76
7,0	2,5	17,5	2,96	18/24	24/24	432	576	6,9	5,1
	3,0	18,0	3,22	18/24	24/24	432	576	7,5	5,6
	3,5	18,5	3,48	24/24	24/24	576	576	6,0	6,0
	4,0	19,0	3,73	24/24	24/30	576	720	6,5	6,2

Figure IV.48 : fiche technique d'un arroseur

- Débit de l'asperseur

On le calcule par la relation (IV.9)

Annexe 4

TUBE PEHD EAU POTABLE

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	29,61	34,64
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	48,03	56,20
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	288,17	337,16
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	571,69
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	36.3	PE100	16 Bars	9 500,90	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

Annexe 5

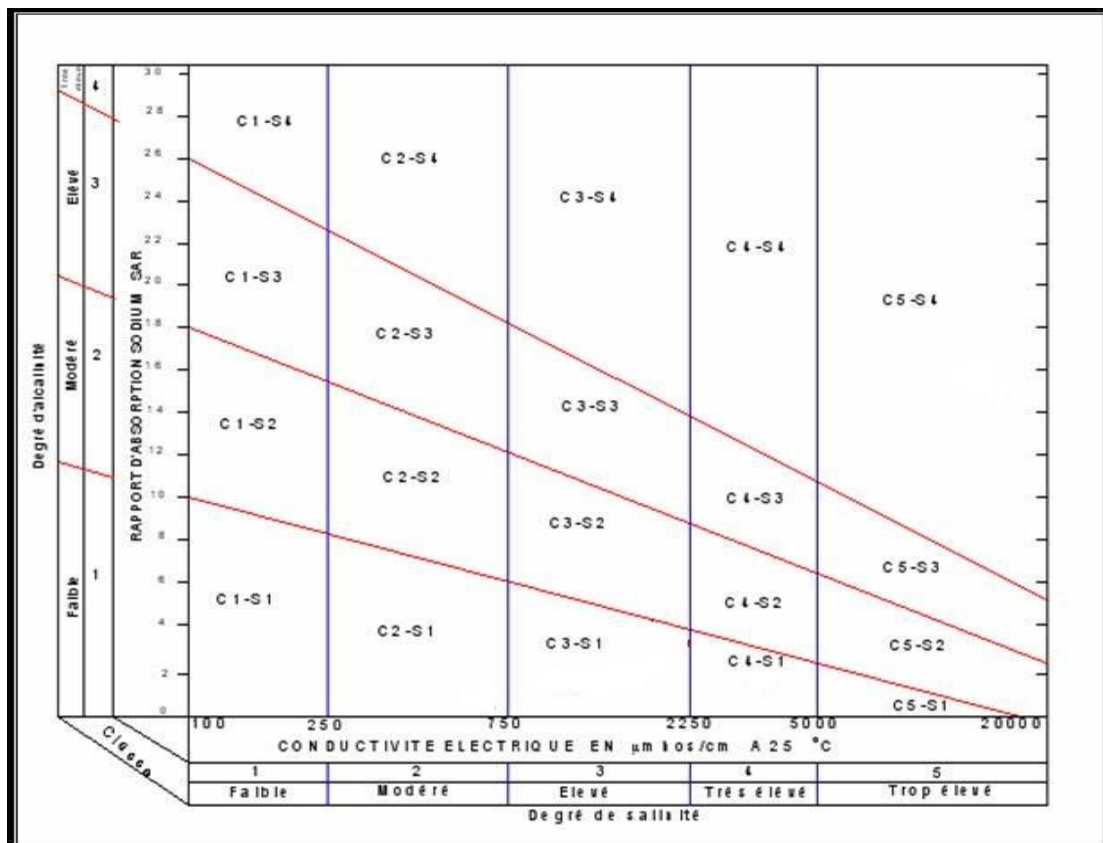


Diagramme de classification des eaux d'irrigation

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

Annexe 6

Caractéristiques hydriques de quelques sols