

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Irrigation et de Drainage.

THEME:

**IRRIGATION DU PERIMETRE DE HAMAMA A PARTIR
DE LA RETENUE COLLINAIRE DE OUED HAMAMA
(W.CHELF).**

Présenté par :

Mr FELLAGUE CHEBRA ILYAS

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr. T KHETTAL	Professeur	Président
M^{me}. A.AZIEZ	M.A.A	Examinatrice
M^{me} D.DJODAR	M.A.A	Examinatrice
Mr D.KOLIAI	ingénieur en chef	Examineur
M^{me} S.LEULMI	M.A.A	Examinatrice
M^{me} N.SAIL	M .A.A	Promotrice

Septembre- 2013

REMERCIEMENTS

Mes Remerciements vont, tout d'abord, à Mon Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleurs conditions.

Je Remercie Ma Promotrice Mme : SAÏL, qui a acceptée de diriger mon travail. Elle S'est montrée Compréhensive et particulièrement Sensible Aux divers problèmes que j'ai rencontrée.

Je suis également reconnaissant aux membres de Jury qui, malgré leurs occupations, ont bien voulu examiner et discuter mon travail; je les en Remercie vivement.

Je Remercie Mr : Ouir et Mr : Rezzig pour leurs aides au laboratoire

Je Remercie également tout le personnel de l'ANRH et surtout Mr : Raissi.

Je Remercie mes Enseignants et tout le personnel de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'Ingénieur d'état en hydraulique

Enfin, je voudrais souligner les contributions efficaces de tous mes Proches et Amis qui, à des titre divers, m'ont aidé et soutenu moralement, tout au long de la préparation de cette thèse. Ce soutien moral est d'autant plus important que la rédaction d'une thèse. Je les remercie encore une fois.

MERCI

FELLAGUE CHEBRA Ilyas

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de Respect, de reconnaissance et amour à :

Mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez

Ma chère tante safia, pour son Amour, son soutien et pour tous. Merci

Mesfrangins : Abdelhadi et Abedlhalim

Ma promotrice n.SAIL

A tous mes amis surtout : Amin, Choai6, Yassim, Ifoucine, Salah, yacin, hichem, Salman et Saïd.

A tous les enseignants de l'EYSIf qui m'ont accompagné durant mes études et les personne de la bibliothèque.

A tous mes collègues de l'EYSIf surtout la promotion 2013.

A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.

MERCI

FELLAGUE CIEBRA Ilyas

الملخص

في هذه المذكرة قمنا بدراسة عامة (مناخ، تربة و ماء...) للمنطقة الفلاحية المسماة حمامة بمنطقة بني راشد ولاية الشلف.

هذا المشروع يتضمن دراسة وتخطيط شبكة السقي لقطعة أرض ذات قسمين، واحد خاص بالدورة الزراعية و الآخر بالأشجار المثمرة. لأجل هذا الهدف قمنا بتقدير كمية النتح ثم بعد ذلك كمية مياه السقي اللازم توفيرها لكل قسم.

تهدف هذه الدراسة لتسهيل عملية ضخ الماء من السد إلى الحوض المائي و إنشاء شبكات توزيع المياه داخل المحيط الزراعي

بعد دراسة طرق توزيع المياه داخل الأراضي الفلاحية توصلنا إلى أن أنجع الطرق وأكثرها حداثة واقتصادية هي طريقة التقطير وهذا نظرا لندرة المياه على مستوى المنطقة ومراعاة لنوعية النباتات (الأشجار) وكذا ملائمة الطريقة لتضاريس المنطقة.

RESUME

Dans ce mémoire nous avons une étude générale (climat, sol, eau ...) sur la Zone agriculture qui s'appelle HAMAMA dans la région de Béni rached-Chlef.

Ce projet consiste à proposer l'étude et dimensionnement du réseau d'irrigation sur une parcelle divisée en deux parties l'une pour l'assolement et l'autre pour arboriculture.

Dans ce but, nous avons déterminé l'évapotranspiration, puis les besoins en eau d'irrigation pour chaque partie de la parcelle.

Après l'étude des méthodes de distribution des eaux dans les terres agricoles, Il est claire que l'irrigation goutte a goutte offre une meilleur économie d'eau par rapport à l'aspersion à cause de la rareté des eaux d'irrigation aux niveaux de la zone.

ABSTRACT

This thesis is about a general study (weather, soil, water...) on an agricultural zone called HAMAMA in Béni rached-Chlef.

The aim of this project is to study and design the irrigation network of one piece divided into two parts, one for the rotation and the other for arboriculture. To this end we have to determine the evapotranspiration, then the requirements of water supply for irrigation for each part of the piece.

Our study aims to make it waters pumping from the dam easy, and its distribution to the reservoir, After studying water distribution methods, we found that the most useful, modern and economic methods is the localize irrigation.

It is also suitable for area which is characterized by the lack of water, the quality of its plants (trees) as well as the nature of the land.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Analyse des conditions naturelles	
I.1.Introduction :	3
I.2.Situation et caractéristique du périmètre, bassin d'alimentation :	3
I.3. Situation géographique et administrative :	3
I.4. Analyse des conditions climatiques :	4
I.4. 1 .Objectifs :	4
I.4. 2 .Précipitations :	4
b. La température et l'humidité relative:	7
c. La gelée blanche :	8
e. Le sirocco :	9
f. L'insolation :	9
g. L'évaporation :	10
I.5. CALASSIFICATION DU CLIMAT :	10
I.5.1 Classification du climat selon l'indice de Mr MARTON :	10
I.5.2. Classification du climat selon diagramme de Mr EMBERGER :	11
I.6. L'hydrographie :	14
I.7. La géologie :	15
I.7.a. formation quaternaire (Alluvions) :	15
I.7.b. formation du miocène (Couverture):	15
I.8.Conclusion :	16
Chapitre II : Ressources en Sol et en Eau	
II.A. Les ressource en sol :	17
II.A.1. Pédologie de la zone d'étude :	17
II.A.1.1. Objectifs :	17
II.A. Explications des caractéristiques du sol :	17
Caractéristiques principales du sol :	17
II.A.1.a Horizon de surface :	17
II.A.1.b. Horizon moyen:	17
II.A.1.c. Horizon de profondeur :	18

II.A.2. Mise En Valeur	18
II.A.2.1. Les aptitudes culturales	18
II.A.2.2. Aptitude du sol aux cultures.....	18
II.A.3. Choix des cultures et des assolements :	20
II.B. Ressource en eau :	20
II.B.1. Introduction :	20
II.B.2. Situation géographique:	20
II.3. Destination de la retenue :	21
II.B.4. Conditions hydrologiques :	21
II.B.5. Conditions géologiques:.....	21
II.B.6. interprétation géotechnique :	22
II.B.7. Caractéristiques de la retenue :	23
II.B.8. Ouvrages de la digue :	23
II.B.8.1. L'évacuateur de crue :	23
II.B.8.2. Tranchée déversant.....	24
II.B.8.3. Canal émissaire.....	24
II.B.8.4. Coursiers.....	24
II.B.8.5. Bassin d'amortissement :	25
II.B.8.6. Canal d'évacuation:	25
II.9. Prise d'eau et vidange de fond :	25
II. 9.1. Vanne d'entrée (chambre immergée) :	26
II.10. La qualité de l'eau :	26
II.10.1. Effet de la qualité de l'eau sur le fonctionnement du réseau :	26
II.11. Conductivité électrique de l'eau :	27
II.12. Le S.A.R (le pourcentage inchangeable de sodium)	27

Chapitre III : Calcul des Besoins en eau des Cultures

III.1.1. Définition :	29
III.1.2. Besoins en eau des cultures :	29
III.2. Evaluation des besoins en eau des plantes cultivées :	29
III.3. Détermination de l'année de Calcul :	29
III.3.1. Etude des précipitations annuelles :	30
I- HOMOGENEITE DES SERIES PLUVIOMETRIQUES :	30
I.1 -Test de Wilcoxon (1) :	30

IV-3-2. Ajustement à la loi log Normale :	35
III.3.3. Ajustement à la loi de Gembel :	37
III.4. Détermination de l'année de calcul :	39
III.5. Calcul De L'évapotranspiration :	39
III.5.1. L'évapotranspiration Réelle :	40
III.5.2. Calcul de la pluie efficace :	41
III.6. Les besoins en eau des cultures suivant le calendrier cultural :	42
III.6.1. L'évapotranspiration réelle ou culture (ETR ou ETc) :	43
III.6.2. Efficience de l'irrigation :	43
III.6.3. Les besoins en eaux des assolements :	44
III.7. Besoins en eau des cultures :	45
III.7.2 Comparaison entre les besoins en eau du périmètre et la capacité de la retenue :	47
III.7.3 Calcul de débit spécifique :	47
III. Conclusion :	48
Chapitre IV : Station de pompage	
IV.1. Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station :	49
IV.1.a. Rôles des réservoirs :	50
IV.1.b. Emplacement de réservoir :	50
IV.1.1.a. Le premier réservoir :	50
IV.1.1.b. Le deuxième réservoir :	50
IV.1.1.c. Calcul du débit maximum journalier :	51
IV.2. Détermination de la hauteur d'élévation calculée :	51
IV.3. Calcul du débit forcé :	52
IV.4. Détermination du nombre de pompes :	52
IV.4.1. Choix du nombre de pompes :	53
IV.5. Détermination de la hauteur admissible d'aspiration :	55
IV.6. les dimensions de la pompe choisie :	56
IV.7. Choix de l'équipement en amont et en aval des pompes :	57
IV.7.1. Equipement en amont :	57
IV.7.2. Equipement en aval :	59
Fig.IV.6 :Schéma indicatif de l'équipement aval de la pompe :	59
IV.7.3. Robinet vanne :	59
IV.7.4. Clapet anti-retour :	60

IV.8. Détermination du diamètre économique de refoulement :	60
IV.8.1. Rendement de la station de pompage :	61
IV .9. Types des bâtiments des stations de pompage :	64
IV.9.1. Modalité de construction du bâtiment :	65
IV.9.2. Partie supérieure du bâtiment :	65
IV.9.3. Dimensionnement du bâtiment :	66

Chapitre : Choix des techniques d'arrosage

V.1.Généralités :	69
V.2.Techniques d'arrosages des cultures :	69
Irrigation de surface (par gravité).....	69
V.2.1. L'irrigation gravitaire :	69
V.2.1.1. L'irrigation par ruissellement :	69
V.3.2. l'irrigation par aspersion	70
V.3.3. l'irrigation localisée	71
V.4. Choix des techniques d'arrosage :	72
V.4.1. Les contraintes naturelles.....	72
V.4.2. Les contraintes techniques	73
V.4.3. Les contraintes agronomique.....	73

Chapitre VI : Dimensionnement du réseau d'irrigation

VI. Dimensionnement du réseau d'irrigation Par Goute à goutte	74
VI.1. Les avantages du goutte à goutte :	74
VI.1.1. Les divers avantages :	74
VI.2. Caractéristiques techniques:	75
VI.2.1. Les paramètres de la micro irrigation:.....	75
VI.2.2. Fraction p de sol à humidifier :	76
VI.3.Partie dimensionnement	76
VII.3.1. Besoins journaliers :	77
VI.3.2. La dose pratique :	77
VI.3.3. La dose réelle nette :	78
VI.3.4. La dose brute	78
VI.3.5. Fréquence des arrosages :	78
VI.3.6. La durée d'arrosage :	78

VI.3.7. Nombre de poste :	78
VI.3.8. Nombre de rampes :	79
VI.3.9. Nombre de goutteurs par rompe:	79
VI.3.10. Porte rampe à Côté de la parcelle :	79
VI.4.Calcul Hydraulique	79
VI.4.1. Débit	79
VI.4.2. Pertes de charges	80
VI.4.3. Conditions hydrauliques	80
VI.4.4. Position de porte rampe	81
VI.2.5. Calcul de la canalisation secondaire	81
VII.1 détermination du diamètre d'ajutage, du nombre d'asperseur et du nombre de rampes :	82
VII.1.1 Le diamètre de l'ajutage	82
VII.1.2. la portée du jet (L) :	82
VII.1.3. Calcul des écartements entre les rampes et arroseurs :	82
VII.1.4. Calcul du débit de l'asperseur :	83
VII.1.5 Vérification de la pluviométrie de la buse :	83
VII.1.6. Le temps nécessaire pour donner une dose par l'asperseur :	83
VII.1.7. volume fourni par l'asperseur pendant 1 mois :	84
VII.1.8. Volume à épandre en un mois sur toute la parcelle :	84
VII.1.9. Le nombre d'asperseurs :	84
VII.1.10. calcul du nombre de rampes :	85
VII.2. Dimensionnement des canalisations :	85
VI.2.1. calcul des pertes de charge :	85
VII.3. Diamètre de la rampe	88
VII.4. Calcul des diamètres des tronçons	89
Chapitre VIII : Calcul technico-économique	92
VIII-1- Introduction	92
VIII-2- Investissement	92
VIII-2-1- Dépenses de construction	92
VIII-2-2- Dépenses des équipements et travaux imprévus	93
VIII-2-3- Frais de transport, manutention et stockage	93
VIII-2-3- Frais d'études	93
VIII.3.Conclusion	93

Liste des tableaux :

Tableau I-1 : série pluviométrique	05
Tableau I-2 : Pluviométrie moyenne pour chaque mois en mm	06
Tableau I-3: température moyenne et humidité relative pour chaque mois.....	06
Tableau I-4: nombre moyen de jours de gelée	07
Tableau I-5: le vent en (m/s) pour chaque mois.....	08
Tableau I-6: Nombre moyen de jours de sirocco.....	08
Tableau I-7: Insolation moyenne journalière (h/j) pour chaque mois.....	08
Tableau I-8 : Evaporation (mm)	09
Tableau I-9 : Classification du climat.....	10
Tableau II-1: Concentration des éléments chimique et organique.....	18
Tableau II-1 : caractéristique de la cuvette de la retenue.....	21
Tableau II-2 : caractéristique des matières constituent la digue.....	22
Tableau II-2 : caractéristique de la retenue.....	23
Tableau II-3 : concentration des élément physico-chimique d'eau d'irrigation....	27
Tableau III-1 : Test de Wilcoxon pour la station d'OUM-DROUA.....	31
Tableau III-2 : répartition de la série pluviométrique en ordre décroissant.....	32
Tableau III-3 : Ajustement à une loi de Gauss.....	33
Tableau III-4 : Ajustement à une loi log-normale	35
Tableau III-5 : Ajustement à une loi de Gembel.....	37
Tableau III-6 : Pluviométrie moyenne pour chaque mois en mm	39
Tableau III-7 : L'Année de calcul	39
Tableau III-8 : Calcul de ET0	41
Tableau III-9 : Les précipitation efficaces dans les zones de projet.....	42
Tableau III-10 : Besoins en eau de l'olivier	45
Tableau III-11: Besoins en eau des agrumes	45
Tableau III-12: Besoin en eau de la pomme de terre	46
Tableau III-8: Besoins en eau de tomates	46
Tableau IV-1 : Variantes pour le choix du nombre de pompes	53
Tableau IV-2: Les Dimensions de la pompe choisie	56
Tableau IV-3 : les dimensions des équipements amont installé	58

Tableau IV-4 : les dimensions des équipements aval installé	59
Tableau IV-5 : Détermination du diamètre économique de conduite de refoulement	63
Tableau VI-1 Caractéristique de la rampe	81
Tableau VI-2 Caractéristique de la porte rampe	81
Tableau VII-1: Dépenses de construction	92

Liste des graphes :

Graphe I-1: le climo gramme de Gaussien	13
Graphe II-1 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation	28
Graphe II-1 : Ajustement à une loi normale	34
Graphe II-1 : Ajustement à une loi log-normale	36
Graphe II-1 : Ajustement à une loi de Gembel	38
Graphe V-1: variation des dépenses réduit annuelle en fonction du diamètre	64

Liste des figures :

Fig : I-1 Diagramme bioclimatique.....	12
Fig : I-3. Photo aérienne de la région.....	16
Fig III-1: Diagramme de classification des eaux d'irrigation.....	28
Fig V-2: Schéma de la pompe utiliser.....	56
Fig V-3: Schéma des dimensions la pompe utiliser.....	57
Fig V-4 : Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe.....	57
Fig V-5 : Disposition des conduites d'aspiration dans le puisard....	58
Fig V-6 : Schéma indicatif de l'équipement.....	59
Fig V.7.1 : Clapet anti-retour.....	60
Fig V.7.2 : Robinet vanne.....	60

Liste des planches :

Planche N°01: Carte de réseau N° 01 du périmètre de HAMAMA W.chlef

Planche N°02 Carte de réseau N° 02 du périmètre de HAMAMA W.chlef

Planche N°03: plan du réseau d'irrigation par aspersion

Planche N°04: Profil en long de la conduite principal 01

Planche N°05: Profil en long de la conduite principal 02

Introduction Générale

INTRODUCTION

Avec l'irrigation, l'agriculteur dispose d'un puissant levier pour accroître et régulariser la production de ses cultures, à condition de pouvoir maîtriser la production de ses cultures, Il a conçu des méthodes appropriées pour utiliser l'eau, les engrais et les pesticides avec le maximum d'efficacité et accroître la production agricole afin de satisfaire les objectifs techniques « rendements » et économiques « au coût optimal » visés.

La performance d'une installation d'irrigation dépendra du bon choix de la technique et du système d'irrigation et de la bonne mise en place des équipements liées aux conditions technico-économiques et à l'exploitation.

Les ressources en eau constituent de plus un élément stratégique dans le processus de développement socio-économique du pays. Dans ce contexte, l'eau d'irrigation doit être considérée selon sa nature, sa quantité et sa qualité. La ressource peut être souterraine exploitée à partir de puits ou de forages, ou bien une source d'eau superficielle à partir des lâchées, d'un écoulement ou un captage de source. A ce propos, l'agriculteur doit s'assurer de sa disponibilité au moment voulu pour irriguer, car la connaissance de la quantité d'eau disponible en période de pointe permet de déterminer la superficie à irriguer

Notre pays a connu et connaîtra de longue période de sécheresse, en particulier dans les régions à climat semi aride où la pluviométrie est déjà insuffisante et mal répartie. Puisque l'eau n'est pas disponible en permanence au niveau de l'exploitation, l'agriculteur aura des restrictions dans la gestion de l'irrigation, imposées par le tour d'eau.

L'ampleur des programmes mis en œuvre ces dernières années et le volume des investissements, des Milliards de dinars, ont vu le pays se doter d'ouvrages et d'équipements importants permettant une meilleure prise en charge de l'irrigation de nouvelles parcelles agricoles.

L'importance de l'irrigation dans le monde est définie par **N.D.GULHATI** un indien
« L'irrigation dans beaucoup de pays est un art ancien aussi vieux que la civilisation, mais pour le monde entier c'est une science moderne, la science de la survie ».

Notre étude consiste à proposer l'étude et le dimensionnement du réseau d'irrigation sur le périmètre du HAMAMA dans la région de Béni rached à chlef

Pour atteindre cet objectif, nous avons traité les points suivants

- Analyse des conditions naturelles
- Ressources en sol et en eau
- Calcul des besoins en eau des cultures

Introduction Générale

- Dimensionnement de la Station de pompage
- Choix des techniques d'arrosage
- Dimensionnement du système d'irrigation
- Calcule technico-économique

Chapitre I :

Analyse des Conditions Naturelles

I.1.Introduction :

L'élaboration des données nécessaires à l'aménagement du milieu naturel fait appel à un certain nombre de disciplines spécialisées : pédologie, climatologie, agronomie, hydrologie, topographie, les besoins en eau des plantes cultivées, et la qualité des eaux etc.

Il n'est pas dans notre propos de présenter en détail les théories et les techniques concernées par chacune de ces disciplines. Nous insisterons essentiellement sur l'objectif de ces études spécialisées, en précisant les éléments à réunir et l'utilisation qui en sera faite. Pour des raisons évidentes de délais d'exécution et de prix de revient, il convient en effet de délimiter clairement le contour de ces études préliminaires.

I.2.Situation et caractéristique du périmètre, bassin d'alimentation :

Le périmètre d'irrigation de Hamama se situe sur le territoire de la wilaya de CHLEF. Son étendue peut être délimitée sur la carte, où le barrage se caractérise par des coordonnées suivantes : X=392 et Y=335 (km)

L'étude préliminaire est élaborée sur la base de cette carte disponible dont l'échelle a été augmentée à 1 :10000.

Les présentes études sont élaborées sur la base d'un levé topographique à une échelle 1 : 1000. Le périmètre couvre une partie de la vallée de l'oued HAMAMA. Le terrain est séparé par l'oued et ses affluents, L'oued et ses affluents ne forment un apport qu'au cours des mois d'hiver.

Le seul bassin d'alimentation, assurant l'irrigation du périmètre s'avère le petit barrage de HAMAMA. Le projet d'exécution de ce dernier est daté en 1987. Le périmètre à irriguer se situe à proximité immédiate du barrage.

I.3. Situation géographique et administrative :

Le périmètre d'irrigation HAMAMA couvre une partie de la vallée de l'oued portant le même nom. Il se situe dans une région de la wilaya de CHLEF coupée de collines. Repérée par les coordonnées 36°18'28 " Nord et les longitudes 1°28'32"Est.

Du point de vue administratif le périmètre fait partie de la wilaya de CHLEF. Il appartient à la daïra de BENI RACHED, distante de 23 Km du chef lieu de la wilaya de e

CHLEF, située au nord de l'Atlas, dans les monts du DAHRA, entre les parallèles $36^{\circ}17'14''$ et $36^{\circ}15'42''$ Nord et les longitudes $1^{\circ}32'40''$ et $1^{\circ}30'53''$ Est.

L'apport y est irrégulier et parfois intensif. Le petit barrage de HAMAMA joue le rôle d'un bassin de régularisation de l'apport annuel et assure l'irrigation du périmètre en question.

La surface à irriguer est de forme allongée en aval de l'oued. Elle est d'en relief fortement accidenté et suppose une habileté d'irrigation.

Le périmètre d'irrigation de HAMAMA est situé à 3 Km d'environ au nord-ouest de la commune de Beni Rached. Il est délimité par des hauteurs clôturant la vallée de l'oued au nord, à l'ouest par le petit barrage de HAMAMA, à l'est par le lit de l'oued en aval du périmètre .

I.4. Analyse des conditions climatiques :

I.4. 1 .Objectifs :

Les études climatologiques ont pour objectifs :

- de fournir des informations relatives aux cultures envisageables, et en particulier vis-à-vis des risques de gelées ou de grêle aux différentes époques de l'année, pouvant éliminer certaines d'entre elles ; l'existence éventuelle de *microclimats* qui pourra constituer un des éléments d'appréciation dans la recherche de l'implantation d'une première tranche de réalisation.
- de fournir les données climatologiques qui seront utilisées pour le calcul des besoins en eau des cultures.
- d'apprécier la répartition des vents, qui pourraient constituer une contrainte pour l'irrigation.

I.4. 2 .Précipitations :

L'étude des précipitations, en vue de l'estimation des apports naturels aux plantes, est effectuée période par période. La période adoptée (semaine, décade, mois) doit être homogène avec celle retenue pour le calcul des besoins en eau des cultures.

a.station de CHLEF (1992-2011))

Code de station: 012225

Nom de station: OUM DROU (ROUADI)

$X = 383,55$

$Y = 325,7$

$Z = 125$

On observe donc d'après le tableau n°01 qu'elles sont mal réparties dans l'année.

Tableau N°I-1 série pluviométrique (station de OUM DROU 1992–2011):

mois/année	Sept	Oct	nov	Dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	p(annuel)
1992	24	32	46	15,9	12,1	35,8	2,5	23	31	0	0	0,5	222,8
1993	0	12,8	32,3	10,7	12,6	25,3	0,2	6,1	7,5	0	0	0	107,5
1994	9,3	38,4	31	11,6	72,5	7,8	36,5	10,4	0	4,2	0	21	242,7
1995	29,6	33,6	40,1	45,1	61,8	111,9	74,1	32,1	30,3	3	9,3	2	472,9
1996	48,1	29,6	9,3	24,3	74,4	2,9	0	149,4	23,8	0	0	18,3	380,1
1997	25,1	31,8	145,9	20,8	13	22,4	6,8	56,2	88,7	0,4	0	0	411,1
1998	24,9	16,7	11,4	22	76,8	48,9	48,3	2,5	0	0	0	0,3	251,8
1999	31,8	15	40,6	73,2	6,7	0	7,5	21,3	3,6	0	0	0	199,7
2000	13,8	107,7	95,5	30,8	77,1	19,7	1,8	43,8	15,5	0	0	0	405,7
2001	18,2	2,1	100,9	29,8	26,4	7,8	49,9	61,1	27	0	0	0,5	323,7
2002	0	22,9	59,1	37,1	93,4	67	11,6	38,6	31,6	0	1,1	0	362,4
2003	20,5	50,8	88,4	44,6	30,2	62,1	11,8	31,2	85	14,2	0	0,5	439,3
2004	0	39,8	33,9	78,6	12,3	88,4	24,6	4,5	0	0	0	0	282,1
2005	34,9	32,5	63,2	74,7	40,3	77,6	23,7	7,5	79,9	1,9	0	0,7	436,9
2006	17,5	0	0	109,6	33,6	55,9	49,1	70,4	12,7	0	0,5	0	349,3
2007	43,2	48,5	52,8	23	26,1	22,1	47	15,8	58,7	10,2	6,9	0	354,3
2008	0	27	80,5	95,1	76,5	22,3	51,4	78,1	11,8	6,2	0	3	451,9
2009	37,2	12,7	52,8	77,6	44,8	142,5	57,4	21,2	18,4	2,3	0	48,5	515,4
2010	17,7	64,8	66,6	48,5	92,4	92	18,3	73,6	91,8	16,3	0	0	582,0
2011	1,4	22,6	116,9	19,9	25,8	90,3	35,4	107,6	5,9	0	0	2,9	428,7

source: station météorologique de CHLEF

Tableau N° I-2 : Pluviométrie moyenne annuelle en mm.

année	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
p(mm)	222,8	107,5	242,7	472,9	380,1	411,1	251,8	199,7	405,7	323,7

année	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011
p(mm)	362,4	439,3	282,1	436,9	349,3	354,3	451,9	515,4	582	428,7

Source: station météorologique de CHLEF

Tableau N° I-3 : Pluviométrie moyenne mensuelle en mm.

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	juin	jui	Aout
p(moy) mm/mois	19,17	26,68	53,585	43,105	41,59	49,15	27,805	40,53	30,385	2,935	0,89	4,91

Source: station météorologique de CHLEF

b. La température et l'humidité relative:

On verra ci-après que la température moyenne mensuelle est l'une des données de base du calcul des besoins en eau des plantes par la Méthode classique de Blaney-Criddle ; Contrairement à la pluviométrie, l'étude statistique de la variable *température moyenne mensuelle* fait apparaître généralement une faible dispersion autour de la moyenne. Cette observation permet ainsi de limiter l'étude des températures mensuelles à l'établissement d'une moyenne arithmétique sur la durée statistique disponible.

Lorsqu'on parle d'humidité, on a recours à la notion d'humidité relative (HR), que l'on définit comme la quantité de vapeur d'eau contenue dans un volume d'air donné par rapport au maximum qu'il pourrait contenir à une température et une pression donnée.

Ce paramètre climatique est de première grandeur vu que la température et l'humidité relative déterminent les conditions générales du développement de la végétation.

Les valeurs moyennes mensuelles de l'humidité relatives et de la température moyenne sont consignées dans le tableau N° I.4

Tab N° I.4

(période 1992-2011)

mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T_{moy} C°	8,26	11,32	14,45	16,67	21,56	27,13	30,25	29,85	25,55	21,48	25,15	11,45
H_r (%)	77,4	73,2	67,7	63,6	55,4	42,2	38,4	41,9	51,9	60	71	76,9

Source: station météorologique de CHLEF

L'étude des températures est complétée par l'examen des risques de gel pouvant conduire à interdire la pratique de certaines cultures.

c. La gelée blanche :

La gelée blanche, selon la définition officielle, est un dépôt de glace affectant le plus souvent la forme d'écailles, d'aiguilles, de plumes, ou d'éventails. Elle se produit généralement en automne ou au printemps, et résulte une transformation quasi-immédiate de la vapeur d'eau excédentaire à l'état solide.

Le nombre de jours de gelée blanche est de 65 jours et se répartissent sur 08 mois, d'Octobre jusqu'à Mai.

Tableau I.5: nombre moyen de jours de gelée

(période 1992-2011)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Gelée blanche (jours/mois)	17	12	09	04	01	-	-	-	-	02	05	15	65

Source: station météorologique de CHLEF

d. Le vent :

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

L'analyse fréquentielle des vents portera sur leur intensité (vitesse en m/s) et leur direction. Les résultats obtenus gagneront à être visualisés sur le document graphique de la *rose des vents*.

Pendant l'hiver, les vents viennent sur tout de l'est et du sud ouest, ils amènent la pluie et peuvent être très violant. Pendant l'été on a sur tout ceux du sud et du nord / ouest.

Tableau I.6: le vent en (m/s) pour chaque mois **(période 1992-2011).**

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Levent(m/s)	2,6	3,2	2,7	3,4	3,3	3,3	3,2	3,0	2,9	2,6	2,7	2,1

Source: station météorologique de CHLEF

e. Le sirocco :

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

Le sirocco est toujours sec et chaud .il souffle sur la région du mois de Avril au mois de à Septembre.

Tableau I.7: Nombre moyen de jours de sirocco **(période 1992-2011)**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	Année
Sirocco (heur/mois)	1	0	0	1	0	0	0	1	1	2	3	12	12

Source : station météorologique de

CHLEF

f. L'insolation :

Le nombre d'heures d'ensoleillement dans la région est élevé ; Ce paramètre climatique est observé à la station météorologique de CHLEF et illustré par le tableau N° I-8

Tableau I.8: Insolation moyenne journalière (h/j) pour chaque mois **(période 1992-2011)**

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Insolation (Heure /moi)	171	183	229	260	306	327	364	344	268	223	188	170

Source: station météorologique de CHLEF

g. L'évaporation :

L'évaporation est le passage de la phase liquide d'une substance à sa phase gazeuse. Elle dépend de plusieurs facteurs qui conditionnent l'évaporation tels que les rayonnements solaire et atmosphériques, la température de l'eau et de l'air, l'humidité de l'air, la pression atmosphérique, le vent, la profondeur et la dimension de la nappe d'eau.

Les valeurs enregistrées dans les stations d'ech-cheliff et oued-lfodda sont consignées dans le tableau N° I-9

Tableau I.9 (Période 1991-2011)

mois/sation	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	Avr	mai	juin	jui	Aout	totale ann
ech-cheliff	162	99	55	39	44	57	82	103	143	188	243	234	1450
oued-lfodda	194	112	66	45	41	45	74	103	148	210	243	266	1587

Une analyse plus fine des mécanismes d'évaporation montre la répartition journalière diverse bien distincte.

- Les **3/4** de l'eau s'évapore entre **7h** et **18h**.
- Le maximum est généralement atteint **2** à **3h** après que le soleil soit passé au Zénith.

I.5. CLASSIFICATION DU CLIMAT:**I.5.1 Classification du climat selon l'indice de Mr MARTON :**

L'indice de l'aridité est un indicateur quantitatif du degré du manque d'eau présente à un endroit donné (John E. Oliver. 2006). On va calculer cet indice (A) par la formule de MARTONNE ; c'est un paramètre qui permet la classification du climat, afin de nous renseigner sur l'indisponibilité de l'irrigation par rapport au climat (tableau n° I-10).

Indice d'aridité :

$$I_A \sim \frac{P}{T+10}$$

P : précipitation moyenne annuelle (mm) ::* P 361,015 mm

T : température moyenne annuelle (C°). ::* T = 17,84 °C

$$AN: I_A = \frac{P}{T + 10} = \frac{361,015}{17,84 + 10} = 12,96$$

Tableau de référence :

Tableau I.10 Classification du climat :

Valeur	Type de climat	Irrigation
$I_A < 5$	Désertique	Indispensable
$5 < I_A < 10$	Très sec	Indispensable
$10 < I_A < 20$	Sec	Souvent Indispensable
$20 < I_A < 30$	Relativement humide	Parfois utile
$I_A > 30$	Humide	Utile

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

I.5.2. Classification du climat selon diagramme de Mr EMBERGER :

Le quotient pluviométrique ou *indice climatique d'Emberger* sert à définir les cinq différents types de climats méditerranéens, depuis le plus aride, jusqu'à celui de hautes montagnes, climats que seul le Maroc dans la région méditerranéenne, possède en totalité.

Ce quotient est défini par la formule:

$$Q = \frac{2000P}{M^2 - m^2}$$

avec

- Q quotient pluviométrique d'Emberger
- M la moyenne des températures du mois le plus chaud en kelvin
- m la moyenne des températures du mois le plus frais en kelvin
- P pluviométrie annuelle en mm

La formule est parfois adaptée sous la forme suivante (formule de Stewart) :

$$Q_2 = \frac{3,43P}{M - m}$$

Avec: P : 305,9 mm

M : 28,2°c

m : 9,1° c

On aura :

$$Q = \frac{2.1000.361,015}{(28,2 - 273)^2 - (9,1 - 273)^2} \approx 64.$$

Et on se référant au diagramme bioclimatique, la valeur de Q situe notre zone donne la fig I.1

D'après le diagramme Bioclimatique, le périmètre du HAMAMA jouit d'un climat **Semi-aride**. Caractérisé par des **Hivers chauds**.

Ces renseignements complètent celles obtenus précédemment par la méthode de Mr MARTON; et qui sont d'une importance majeure.

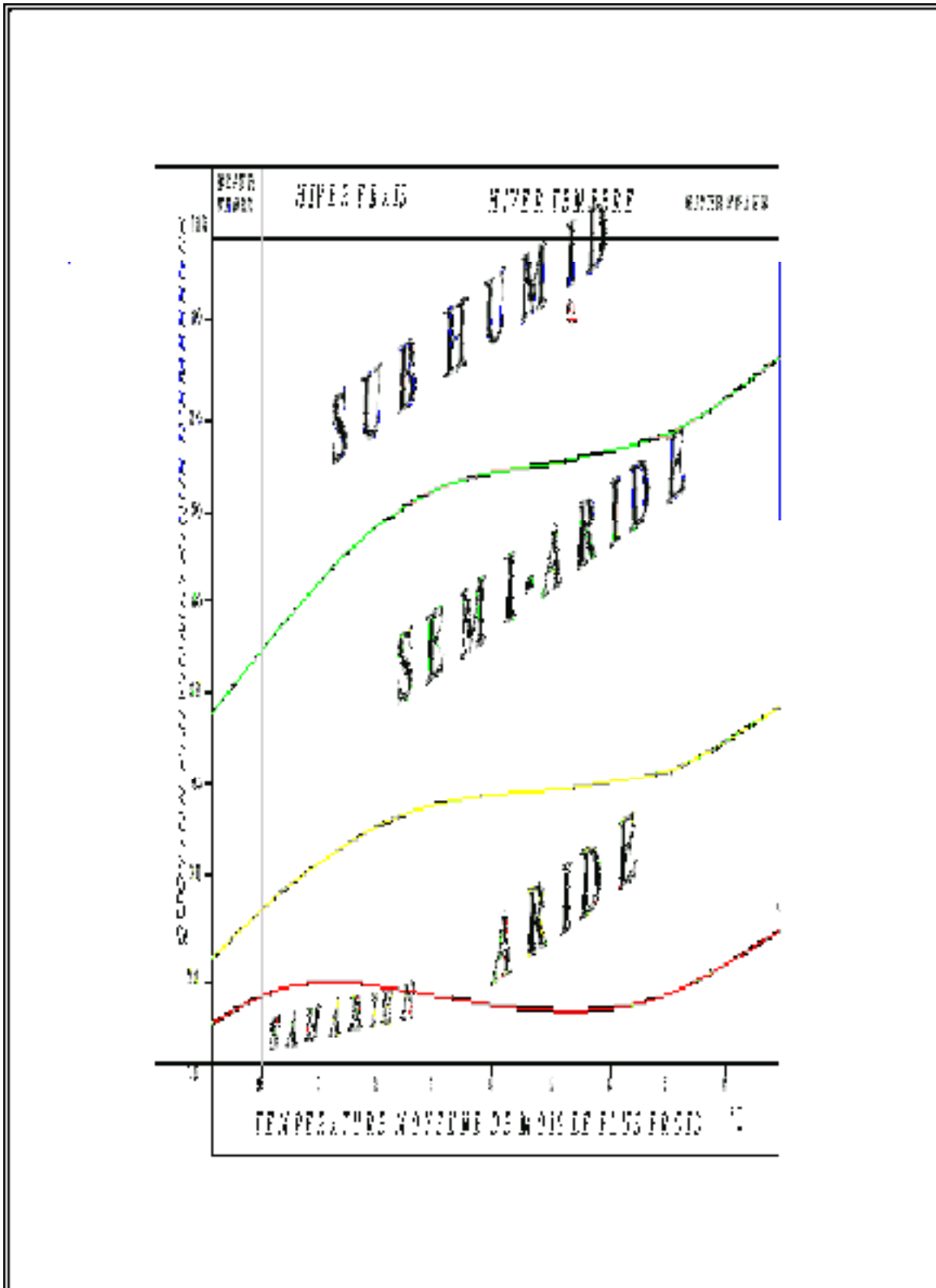


Fig : I-1 Diagramme bioclimatique

Pour connaître la période sèche et humide de l'année on va tracer le climogramme de Gaussen à l'aide des données climatique.

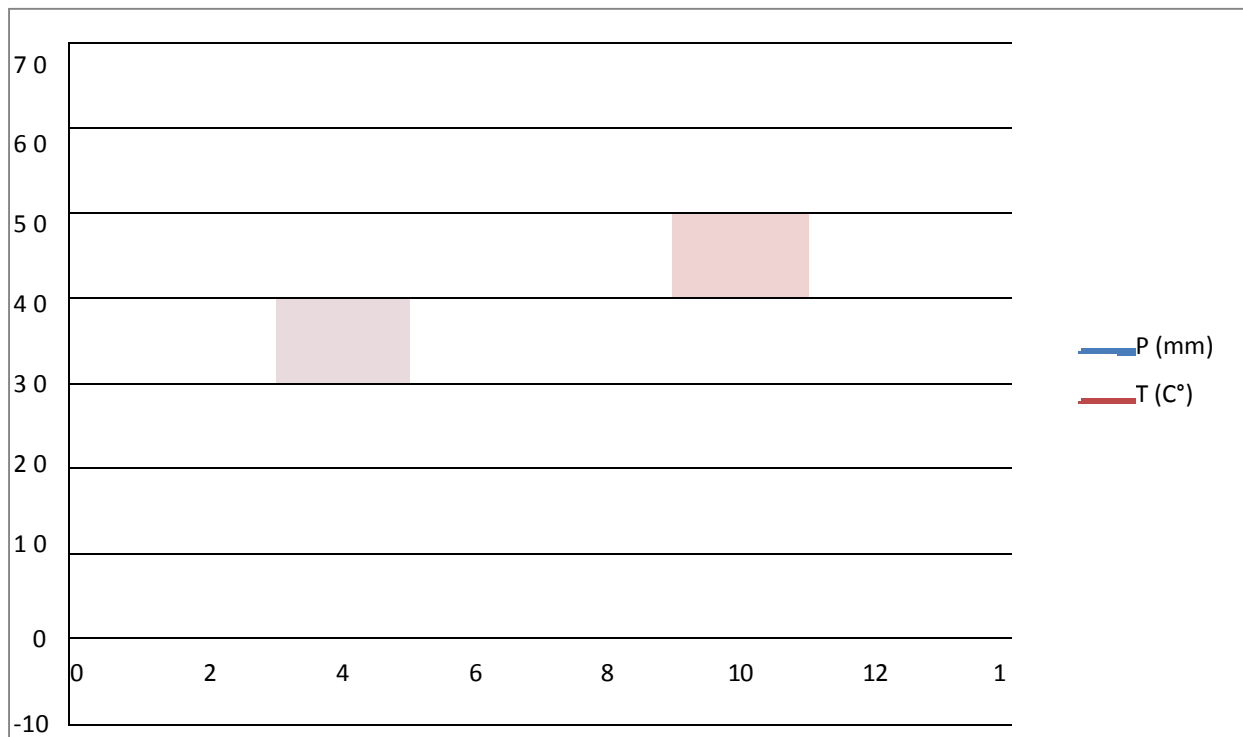


Fig I.2. Climo-gramme

I.6. L'hydrographie :

Les principaux oueds existants dans le bassin versant de hamama ainsi que leur longueur d'écoulement sont :

Oued Hamama et Oued Abdouz, successivement d'une longueur de 5 km et 4km. Ces oueds ont un écoulement nord ouest-sud est, ils prennent naissance dans la chaîne des montagnes de moulay en nadour et koudiat tessa, traversant le piémont et se jettent dans le bassin versant cheliff, mais il s'agit d'un écoulement endoréique.

Ces oueds sont à secs une bonne partie de l'année en raison de la faible pluviosité et de la forte évaporation.

Les résurgences d'eau jalonnent le contact entre le massif montagneux du nadour cette répartition montre que la période pluvieuse s'étale de septembre à mars. 60% des pluies du printemps sont marquées par un maximum au mois d'avril, mai. La période sèche se distingue par un minimum durant le mois de juillet et août.

I.7. La géologie :

La géologie de la zone étudiée appartient au domaine de l'atlas tellien qui est caractérisé par trois grands ensembles dont la répartition conditionne les principaux aspects morphologiques de la région

-formation du quaternaire Alluvions

(pliocène) -formation du miocène Couverture

-formation du Crétacé Substratum

I.7.a. formation quaternaire (Alluvions) :

Elle correspond aux dépôts pluviales, constitué essentiellement de débris de limons marno-argileux, avec éboulis et poudingues quartzitiques.

I.7.b. formation du miocène (Couverture):

b.1. les sables:

le pliocène est caractérisé par les sables rouges et jaunes non consolidés, et fin, recouvrant presque tous les plateaux, il affleure sur djebel Tessa, recouvrant les calcaires marneux blancs.

b.2. Conglomérats :

Ce niveau de base transgressif sur le Crétacé ou miocène inférieur, formé de conglomérats grés jaunes durs glauconie, des brèches passant latéralement aux marnes liées, formant le passage dans le sillon marin du miocène.

Ces conglomérats ont des éléments variés (anguleux-subarrondis) correspondant au Crétacé remanié, avec une matrice de couleur rouge.

b.3. Marnes bleues:

Ces marnes bleutées sont d'âge Miocène marin. L'ensemble de ces marnes bleutées oxydées à l'air ; affleurent dans la totalité centrale du bassin versant de l'oued considéré.

Ces marnes sont plus au moins argileuses en surface et à quelque endroit présentent des traces. Elles sont coiffées par des bancs gréseux.

En surface, ces marnes perdent leurs caractéristiques (couleur, composition minéralogique) et deviennent une argile de couleur versicolore.

b. 4.formation du Crétacé (substratum):

Affleure essentiellement sur la partie nord du bassin versant de L'oued considéré. (koudiat tessa, Moulay en Nadour ...)

Ce crétacé est constitué de conglomérat argileux avec une marne rougeâtre. A la base affleure une marne verdâtre bleue à caractère schistoïde et à intercalations de bancs quartzites.

II-5 HYDROGEOLOGIE :

Bien que l'utilisation des eaux souterraines soit réservée en priorité aux consommations urbaines et Industrielles .

La vallée de Bénirached est constituée d'une suite de bassins sédimentaires subsidents, séparés par des zones de collines formant des seuils hydrauliques, à travers desquels tout écoulement souterrain est pratiquement exclu (remontée du substratum argilo-marneux imperméable)

Encore de nos jours, les mouvements de tectonique sont intenses (surrection des monts DAHRA et subsidence des plaines) et se manifestent par une sismicité notable de la région (séismes de 1954 et 1980 dont les épicentres situés à quelques kilomètres au sud du barrage de HAMAMA.

Les formations aquifères principales, qui présentent de l'intérêt, pour une exploitation éventuelle, sont les suivantes :

- a. Calcaires jurassiques des djebels Temonlga et Ruina, qui se trouvent au sud du bassin d'El Abadia-El attaf.
- b. Grès du pliocène marin, du synclinal d'Ouled Farres
- c. Calcaires récifaux du miocène supérieur en bordure sud de la plaine d'Ech-Cheliff à l'Ouest de l'oued Tsighaout.
- d. Alluvions quaternaires accumulées dans les plaines sur de grandes épaisseurs. Les phénomènes de subsidence ont favorisé la création de ces grandes formations quaternaires, composées d'alluvions fines en surface, grossières en profondeur.

Il existe toutefois une telle hétérogénéité dans les dépôts quaternaires que les nappes, des matériaux perméables ou semi-perméables ont toujours la possibilité de communiquer entre elles.

La profondeur de l'eau sous la surface du sol varie dans de assez grandes proportions d'une plaine à l'autre et à l'intérieur de chaque plaine. Dans le bassin d'Ech Cheliff-Boukader cette profondeur varie de quelques mètres près de l'oued Cheliff à plusieurs dizaines de mètres, dès que l'on se rapproche des massifs bordure.

Dans la plaine d'El Abadia-Al attaf (2 à 10 m), on la rencontre même à la surface du sol, dans la zone des marais de bir-Saf-Saf.

Dans la plaine de Mouaféquia (Synclinal des Medjadjas) le niveau piezométrique de la nappe, localement en charge, se situe toujours à plus de 10 m de profondeur.

Les nappes de la bordure définies ci- dessus sans (a) (b) et (c) se déversent dans la nappe quaternaire et participent à son alimentation, de sorte qu'on peut considérer l'ensemble des aquifères comme formant d'un seuil réservoir souterrain.

Comme les seuils séparant les différents bassins quaternaires sont étanches, où se trouvent, donc en présence de systèmes hydrauliques fermés et les débits d'étiage de l'oued Cheliff peuvent être considérés comme les débits de transfert des nappes quaternaires d'un bassin à l'autre .

I.8.Conclusion :

D'après l'analyse des paramètres climatiques, hydrologiques et hydrographiques, on peut dire que notre zone est une zone semi aride. L'étude de l'aménagement de celle- ci doit donc tenir compte de ces spécificités.



Fig.I.3. photo aérienne de la région

Chapitre II :

Ressources en Sol et en Eau

II.A. Les ressources en sol :

II.A.1. Pédologie de la zone d'étude :

A.1.1. Objectifs :

L'étude pédologique du périmètre a pour objectifs :

- d'apprécier les potentialités des terres vis-à-vis de l'irrigation, en mettant l'accent sur une hiérarchie d'aptitude des différentes zones et sur l'existence de contraintes éventuelles pour l'aménagement (nécessité de drainage ou d'assainissement par exemple) ; cette étude permettra donc ultérieurement d'éliminer du périmètre équipé des zones dont les potentialités naturelles seraient insuffisantes pour valoriser un réseau d'irrigation ; elle fournit un premier éclairage spécifique pour le choix judicieux de l'implantation d'une première phase de travaux ;
- de fournir à l'ingénieur d'irrigation les données fondamentales caractérisant les relations entre le sol et l'eau, à savoir dose d'arrosage et vitesse de filtration.

Caractéristiques principales du sol:

On peut distinguer trois types d'horizon pour l'ensemble de profils observés :

- a) Horizon de surface
- b) Horizon moyen.
- c) Horizon de profondeur.

La formation principale révélée par la proposition est marno-sablo-argileuse, imperméable dans sa totalité, comme cela se voit dans les essais "Le franc" réalisés sur place et montrés ci-dessous :

profondeur	Perméabilité
0-30	$2,41.10^{-4}$ cm/sec
30-60	$2,40.10^{-4}$ cm/sec
60-120	$2,80.10^{-4}$ cm/sec

A.1.a Horizon de surface:

Il est entre 0 et 30 cm, de couleur brune, commune à tous les profils, de texture sablo-argilo marneuse, La structure est un peu polyédrique.

A.1.b. Horizon moyen:

Son épaisseur varie de 30 à 60 cm mais il se présente sous deux formes différentes :

-Horizon brun à brun jaune, à texture sablo-limono marneuse et de structure polyédrique moyenne très nette ainsi que la présence des taches de rouille.

-Horizon brun rose pale à brun jaunâtre de texture limono sableuse et une structure lamellaire

A.1.c. Horizon de profondeur :

De 60 à 120 cm de profondeur en moyenne, la couleur est généralement brune rouge à brune pale jaunâtre. La texture argilo- limoneuse pour une structure toujours très nettement exprime polyédrique moyenne avec structure prismatique. Du point de vue classification, les sols observés peuvent se trouver dans la classe des sols limono-argilo-sableux.

Les caractéristiques physico-chimiques de notre sol sont présentées dans le tableau II-1

Tableau II.1. Concentration des éléments chimique et organique-2010

Ce (mmhos/cm)	PH	Mo (%)	C (%)	N (%)	Ca _{tot} (%)	Ca ^{aà} (%)	P (%)	K (%)
1,6	7,5-8	3,08	1,79	0,15	12	5	0,58	0,001
Conductivité électrique	Sol qui tend vers l'alcalin	peut évoluer	quantité faible	quantité faible	forme de trace		quantité neglégeable	quantité très faible

Source direction d'agronomie willaya de CHLEF

A.2. Mise En Valeur

A.2.1. Les aptitudes culturales

Notre zone d'étude est caractérisée par un climat aride d'une part, d'autre part l'étude pédologique montre que le sol de notre périmètre a une texture marno-sablo-argileuse ainsi que le problème de la salinité du sol et des eaux d'irrigation n'est pas posé; Les sols et les conditions climatiques sont favorables, une irrigation convenable assurera de bons rendements des cultures ensemencées dans le périmètre projeté.

A.2.2. Aptitude du sol aux cultures

Le périmètre d'irrigation couvre une superficie d'un relief fortement accidenté, dont les formes sont influencées par le grand nombre de méandres de l'oued Hamama et de ses affluents. Toutes ces conditions particulières avaient été prises en considération lors de l'élaboration du schéma directeur et de l'aménagement du périmètre en différents ilots et champs d'irrigation.

Nous prévoyons quatre ilots d'une superficie moyenne de 12,0 à 17 ha, chaque ilot comprend 4 à 5 champs de superficie différente. Chaque champ est alimenté par une conduite à part

L'alimentation en eau est déterminée en fonction des cultures agricoles suivantes :

-Agrumes	-céréales
-Arboriculture	-Luzerne
-Maraichères de printemps	-Sorgho
-Maraichères d'automne	

Les cultures énumérées ci-dessus sont choisies en conformité avec les conditions hydrologiques, climatiques et agro techniques de la région

A.2.2.a. Aptitude aux cultures des agrumes : A

a₁ : sols possédant une aptitude bonne à moyenne. Cette catégorie doit avoir une profondeur d'au moins 100 cm. Une texture moyenne à fine ou le taux d'éléments grossiers ne dépasse pas les 30%, avec un taux de calcaire actif inférieur à 13% et un PH situé entre 5 et 7,8.

Cette catégorie regroupe les cultures suivantes: l'orange, mandarines.

a₂ : les mêmes exigences que la première catégorie sauf que la texture est fine. Cette catégorie regroupe les citrons et les pamplemousses.

A.2.2.a. Aptitude aux cultures arbustives : A

A₁ : sols possédant une moyenne aptitude aux culture arbustives. Cette catégorie doit avoir une profondeur d'au moins de 80 cm. Une texture moyenne à fine où le taux d'éléments grossiers ne dépasse pas les 30%, avec un taux de calcaire actif inférieure à 15% et un PH situé entre 5 et 8. Cette catégorie regroupe les cultures suivantes : l'olivier et l'amandier.

A₂ :sols possédant une bonne aptitude aux cultures arbustives surtout pour l'olivier. Cette catégorie regroupe le Pêche le prunier, l'abricotier et l'olivier.

II.2.2.b. Aptitude aux cultures maraichères : M

M₁ : sol possédant une bonne aptitude aux cultures marichaires, ils doivent jouir d'une profondeur minimum de 50 cm, une texture moyenne fine et une conductivité électrique inférieure ou égale à 4 mmhos/cm. Les sols M₁ sont aptes à toutes les cultures marichaires sans exception.

M₂: les sols de cette catégorie doivent posséder une texture fine et une conductivités électrique proche de 4(CE >2). C'est à dire un PH légèrement alcalin. Cette catégorie regroupe les cultures suivantes : l'artichaut. Le chou-fleur, l'épinard et l'asperge.

M₃ : les sols de cette catégorie doivent avoir une texture grossière où les éléments grossiers ne dépassant pas les 55% avec un PH proche de la neutralité. Les cultures sont : l'artichaut, l'oignon et la carotte.

A.2.2.d. Aptitude à cultures céréalières et fourragères : C

C1 : exige des sols possédant une profondeur inférieure à 85 cm, une texture moyenne, une conductivité électrique inférieure ou égale à 2,5 mmhos/cm et une teneur en calcaire actif inférieure à 25%. Les cultures sont la luzerne, le bersim, le sorgho, le blé dur, le blé tendre et l'orge.

C2 : de même que la catégorie C1, sauf pour la texture qui doit être grossière, les cultures sont les suivantes : le ray-grass, le blé tendre et l'orge.

A.3. Choix des cultures et des assolements :

Les espèces fruitières qui sont retenue et qui s'adaptent dans notre zone sont les suivantes :
A1 : l'olivier et l'amandier

Dans notre projet on va choisie l'olivier est dans la partie ou la pente est plus en mois grand et proche de la retenue (les zones 01 et 02).

L'olivier : L'olivier est un arbre qui peut résister jusqu'à -8°C et peut être planté jusqu'à 900m d'altitude. Il n'est pas exigeant en eau. Toutefois, il nécessite des arrosages d'appoint après plantation.

Dans notre projet nous avons une superficie nette de 57,15 ha et on a choisi comme cultures :

Cultures maraichères : La pomme de terre 16.9 ha et la tomate 12.15ha **Arbori culture** :

L'olivier sur une superficie de 15,80 ha

Les Agrumes: sur une superficie de 12,30 ha

II.B. Ressource en eau :

II.B.1. Introduction :

L'eau d'irrigation doit être considérée selon sa nature, sa quantité. Pour sa nature, la ressource peut être souterraine exploitée à partir de puits ou de forages, ou bien une source d'eau superficielle à partir de lâchées, l'agriculteur doit s'assurer de sa disponibilité au moment voulu pour irriguer, car la connaissance de la quantité d'eau disponible en période de pointe permet de déterminer la superficie à irriguer

A ce propos, Le périmètre d'irrigation de Béni Rached a comme ressources en eau en plus de la pluviométrie, la retenue collinaire de l'oued HAMAMA.

II.B.2. Situation géographique:

Le petit barrage de l'oued HAMAMA se trouve dans la wilaya de chlef au nord ouest de la commune de Béni Rached et à trois kilomètres de la commune de toudjine au sud

Il est repéré par les coordonnées Lambert suivantes:

X=390,10 km

Y=334,50 km

II.3. Destination de la retenue :

Ce petit barrage servira à la rétention des eaux de l'oued HAMAMA à des fins d'irrigation en période sèche de l'année

La durée de vie (donc d'exploitation) de ce petit barrage est estimée à 30 ans

II.B.4. Conditions hydrologiques :

La cuvette du barrage à une longueur de 986 m environ, les caractéristiques hydrologiques sont tirées du rapport hydrologique et sont indiquées ci-dessous :

Tableau II.2. caractéristiques de la cuvette de la retenue

Caractéristiques	unités	Valeurs
Surface du bassin versant	Km ²	10
Longueur du cours d'eau principale	Km	6,50
Périmètre de bassin verseau	Km	14
Altitude moyenne du B.V	m	538
Pente du cours d'eau du B.V I _{bv}	%	7
Pente de l'oued I _o	%	13
Pluie moyenne annuelle: P _{moy}	mm	700
Pluie maximale journalière P _j	mm	70
Apport moyenne annuel A _{moy}	m ³	896776
Apport annuel fréquence 80%	m ³	418861
Volume de la crue de fréquence 1%	m ³	205,2
Crue de projet de fréquence 1% ; 0,1%	m ³ /s	70
Apport solide moyenne annuel	T/km ² /an	687

Source :DHW de CHLEF

II.B.5. Conditions géologiques:

Le terrain du site de la retenue est constitué d'une formation marno-argileuse, identique sur la totalité de la cuvette.

La rive droite, constituée de marne bleue, est recouverte par une argile de couleur beige (terre agricole).

La rive gauche est constituée, à la base de marne recouverte par une couche alluvionnaire plus puissante (jusqu'à 5 m) représentée par des limons argilo-sableux.

Cette rive (para fouille) afin qu'elle s'ancrera dans les marnes.

Quant au lit de l'oued il est constitué de limons alluvionnaires avec des éboulis de gravier d'ordre centimétrique.

II.B.6. interprétation géotechnique :

La formation principale révélée par la proposition est marno-argileuse, imperméable dans sa totalité.

L'imperméabilité est enregistrée par un niveau stable pendant 30 min.

Les résultats des essais de laboratoire révèlent une formation argilo-marneuse, pratiquement imperméable.

Les essais physiques nous révèlent la présence d'un matériau très mouillé à saturé, et d'un sol de moyenne à bonne densité et qui est très plastique.

Les essais mécaniques révèlent que la formation marneuse est surconsolidée, moyennement tassante, moyennement gonflante à gonflante.

Les résultats des essais de cisaillement montrent que la formation est peu cohérente et peu frottante.

Les sondages révèlent une formation de marne sous jacente passant tantôt à une couche d'argile sableuse tantôt à des alluvions.

Les résultats des essais sont consignés dans le tableau N° II.3

Tab. N° II.3. Résultat des essais mécaniques et physiques au sol constituent la retenue

Essais physiques	Essais mécaniques	remarques
poids spécifique=2,65 t/m ³	cohésion c=0,200 bars	associés
poids humide=2,05 t/m ³	Angle de frottement	des trois puits
poids sec=1,80 t/m ³	interne Y=11 à 28	Y=48 est excit comme non
saturation d'eau 83%	/	
indice de plasticité 25%	/	
coefficient dégonflement=6à7%	/	
coefficient de perméabilité $2,77.10^{-8}$ cm/s	/	à l'odomètre
coefficient de tassement 3,5 à 16,5%	/	

Source : DHW de CHLEF

II.B.7. Caractéristiques de la retenue :

Au stade de L'avant projet les volumes de stockage du petit barrage et les cote caractéristiques ont été dimensionnés.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous

Tab II.4.Caractéristiques de la retenue

Caractéristique principale	Unité	Valeur
Hauteur maximale de la digue	M	12,9
Longueur de la crête de la digue	M	229
Cote de la crête de la digue	M	130 ,9
Cote du niveau normal de la retenue	M	128,6
Cote du niveau maximal de la retenue	M	129,8
Cote du niveau de volume mort de la retenue	M	124,8
Volume total de la retenue	m ³	354800
Volume utile de la retenue	m ³	320000
Volume mort de la retenue	m ³	90169
Volume de la digue	m ³	69000
Surface inondée	Ha	7 ,5
talus amont		1,3
talus aval		2,5
Besoin en eau (5000 m ³ /ha/an)	Ha	51,85
Facteur spécifique		5,14

II.B.8. Ouvrages de la digue:**8.1. L'évacuateur de crue :**

La réalisation d'un barrage nécessite des mesures de sécurité de quartes et strictes, parais ses mesures : l'évacuation des eaux en plus de la capacité de notre ouvrage et ceci lors des crues qui peuvent menacer la sécurité.

Le dimensionnement du déversoir est fait sur la base des données hydrologiques suivantes: $Q_{\max}=70\text{m}^3/\text{s}$ c'est le débit de crue de fréquence de 1% et $V_c^{1\%}= 205200\text{m}^3$
Volume de crue

Le déversoir est dimensionné après avoir fait le laminage de crue en tenant compte des considérations technico-économiques. Les résultats obtenus sont les suivants : $L_{dev} = 19,50m$; $H_{dev} = 1,5m$; $Q_{dev} = 90,2 m^3/s$; $l = 4m$

L'évacuateur de crues sera exécuté sur la rive gauche, le déversoir est latéral à ciel ouvert, prise d'eau et vidange de fond.

Conduite forcée en acier $d = 600mm$; enrobé de béton armé $d = 0,15m$; longueur de la conduite $L = 62,50m$.

8.2. Tranchée déversant

8.3. Canal émissaire

Le tranchée déversant est suivi par un émissaire de longueur 55m, La largeur du fond de l'ouvrage en question est adoptée à 4,00 m sauf le bassin d'amortissement dont la largeur est de 8,00 m.

Les bermes du canal émissaire et du coursier sont envisagés avec une réserve de hauteur de 0,32 au dessus du niveau d'eau. Des deux cotés de l'émissaire les bermes de 1,50 m de largeur

8.4. Coursiers

Le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, il est projeté en deux tronçons de diverses pentes vue les moindres travaux d'excavations pour la réalisation de l'ouvrage.

Le premier tronçon du coursier a une largeur du fond 4,00m et de talus 1 /1. Le deuxième –de largeur transitaire de 4,00 m au début et 8,00 m à la fin .La courbe du niveau d'eau dans le coursier est calculée selon la méthode de techernomsky hastel relative à l'écoulement irrégulier.

Le revêtement des canaux (tranchée, émissaire et coursier) est béton dosé à $300 kg/m^3$ d'épaisseur sont comme suit:

- Tranchée ----30 cm
- Emissaire----- 15 cm
- Coursier 1^{er} tronçon ----- 20 cm
- Coursier 2^{ème} tronçon ----- 25 cm

Le coulage de béton s'effectue sur un lit de sable de 10 cm d'épaisseur sous le revêtement du fond du coursier un tuyau de drainage $d = 100 P.V.C$ perforé est prévu.

8.5. Bassin d'amortissement :

Le bassin d'amortissement suit le coursier et représente un amortisseur de l'énergie cinétique de l'écoulement, crée dans le coursier.

Ses dimensions sont: B=8,00 m ;L=9,00 m ;H=3,50 m

Des orifices de drainage d=50 mm sont intercalés sur le fond et les talus, Le radier et les talus seront exécutés en béton dosé à 350 kg/m³

8.6. Canal d'évacuation:

Réalisé en béton N°03, d'épaisseur 0,15 m et de longueur L=25 m ,suivi par un canal en terre, L=26 m, rejoignant la chaâba gauche de l'oued.

La largeur du fond des deux parties (en béton et en terre) est adoptée à 4,00 m, conformément aux calculs hydrauliques.

Quant aux joints de dilatation ils sont prévus tout le long de l'évacuateur et divisés en deux types.

-type A : Waterstop bande cootchu ou son remplaçant de mêmes propriétés.

Ce type est prévu uniquement dans le corps déversant

-type B : Enduit en bitume. Ce type est prévu dans le canal émissaire, coursier et bassin d'amortissement, L'écartement entre les joints de dilatation est indiqué comme suit:

-Tranchée déversant; de 2,50 à 5,00 m intercalé au fond et aux talus.

-Canal émissaire: de 5,00 à 6,45 m également intercalé.

-Coursier: de 5,00 à 6,45 m

-Bassin d'amortissement 4,50 m

-Canal d'évacuation (partie en béton) 5,00 m

II.9. Prise d'eau et vidange de fond :

L'axe de prise est sur la rive droite dans un élargissement de terrain et en trajet droit.

La prise d'eau est constituée par les éléments suivantes :

-Vanne d'entrée (chambre de robinet)

-Conduite forcée L=62,50 m

-Vanne de sortie (chambre de robinet)

-Bassin de dissipation

Le tracé est choisi de telle manière que la conduite forcée soit la plus courte, en ligne droite.

La cote de fondation 120m, 2 m plus élevée que le lit de L'oued dans le but d'éviter d'envasement.

Le diamètre de la conduite forcée adoptée à 600 mm assure la vidange de la retenue dans le cas échéant (accident de tremblement de terre ou l'incendie) pour trois jours, c'est-à-dire dans le délai le plus bref.

Elle est disposée en amont et sert à satisfaire les deux fonctions :

-De prise d'eau par l'intermédiaire d'une ouverture au dessus ; équipée d'une grille cube.

-De vidange de fond par l'intermédiaire d'une ouverture latérale couverte
d'une grille plate

Conduite forcée :

Il s'agit d'un tuyau de diamètre $d=600$ mm en acier enrobé de béton armé, dont l'épaisseur est 15 cm

Les joints d'étanchéité sont prévus dans le but de réduire la concentration de l'infiltration d'étendant tout le long de la conduite, à chaque 10 m de distance.

Chambre de vannes:

Elle se trouve en aval et contient un équipement en trois robinets vannes, deux installés pour l'exploitation et le troisième en réserve.

Le gabarit de la chambre est considéré d'après les dimensions des robinets et les écartements indispensables au montage et au démontage éventuel des pièces de raccordement. En ce qui concerne le montage, et respectivement de démontage des robinets il faut que le service d'entretien se procure d'une grue mobile.

Bassin d'amortissement :

Le bassin prévu est de section rectangulaire de longueur 6,50 m ,la largeur 1,8 m et de hauteur 2,00 m

II.10. La qualité de l'eau :

La qualité physico-chimique de l'eau détermine l'importance des risques de bouchage du matériel d'arrosage et constitue un critère de choix de la technique. C'est un élément essentiel de la réussite de la micro-irrigation et même pour l'irrigation par aspersion.

Une analyse préalable de l'eau est indispensable pour apprécier les risques et définir les moyens de prévention à mettre en œuvre pour éviter le colmatage.

II.10.1. Effet de la qualité de l'eau sur le fonctionnement du réseau :

II.10.1.1. Risque d'obstruction :

Les éléments susceptibles d'obstruer les équipements peuvent se trouver en suspension ou en solution dans l'eau .Ils peuvent être de nature physique (sable, limon, argile, débris de végétaux etc.) chimique (précipitation de sels dissous, calcaire, fer etc.) ou biologique (algues, bactéries, spore etc.).Une analyse préalable est indispensable pour apprécier les risques et de définir les moyens de prévention à mettre en œuvre pour éviter le colmatage.

II.10.1.2. Risque de salinisation du sol :

La teneur en sel des eaux d'irrigation joue un rôle important vis à vis des effets directs sur des végétaux et des risques de salinisations de sol, certains ions sont utiles, même à des concentrations relativement élevées.

II.11. Conductivité électrique de l'eau :

Classification américaine : elle est basée sur conductivité électrique à 25 ° C et est exprimée en mmhos/cm, elle caractérise la salinité totale de l'eau

Quatre classes de risques salins ont été définies:

C1 risque faible	$CE < 250 \mu s$
C2 risque moyen	Entre $250 \mu s < CE < 750 \mu s$
C3 risque élevé	Entre $750 \mu s < CE < 2250 \mu s$
C4 risque très élevé	$CE > 2250 \mu s$

II.12. Le S.A.R (le pourcentage inchangeable de sodium)

Selon la concentration et le type d'ions présents dans l'eau pour apprécier les risques liées à une teneur relativement excessive en sodium (risque alcalin) on compare celle en ions Na^+ et celle en ions Ca^{++} et Mg^{++} qui eux sont des agents de floculation, au moyens du paramètre suivant :

$$SAR = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}} \quad (\text{Méc/l}).$$

On a défini quatre classes de risques alcalins :

S1 risque faible	$SAR < 10$
S2 risque moyen	$10 < SAR < 18$
S3 risque élevé	$18 < SAR < 26$
S4 risque très élevé	$SAR < 26$

Tableau II-5. concentration des éléments physico-chimiques d'eau d'irrigation

N°	Ca (mg/l)	Mg (mg/l)	Na(mg/l)	PH (mg/l)	CE (mmhos/cm)
Echant	75	123	85	7,5-8	0.333

Source :direction d'agronomie willaya de CHLEF

$CE = 323 \mu s$ ($250 < CE < 750$). => Eau propre pour l'irrigation. Cependant pour éviter des futures problèmes de salinisation, il faudra du temps pour faire du lessivage capital ou initial et non d'entretien surtout pour le système d'irrigation localisée..

NOUS AYONS $\frac{Na}{Ca + Mg} = 0,429$; $0,43 < 1$ à 2 donc pas de danger d'alcalinisation.

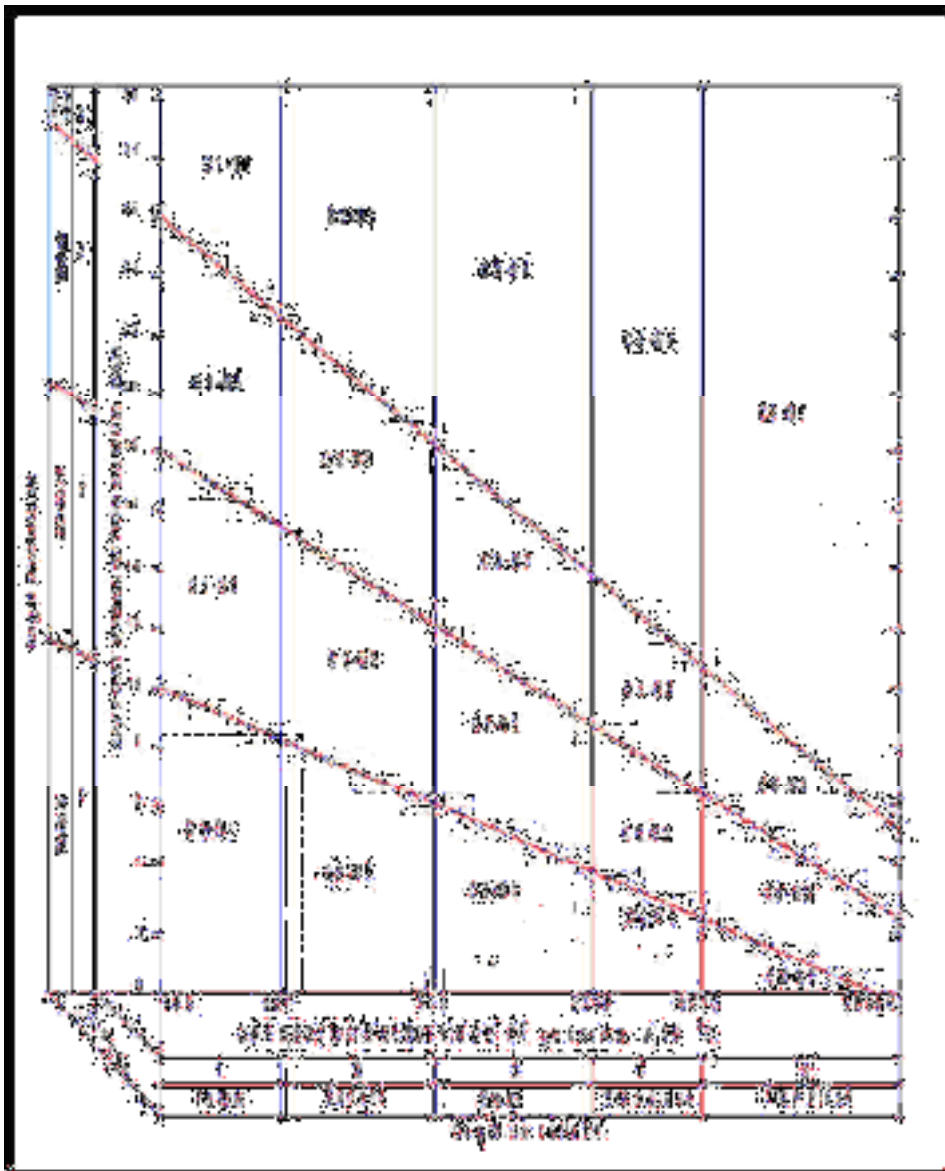
Na

Ca $2 \times 1,133 = 2,266$ Donc on peut utiliser cette eau sans amendement

$$S.A.R = \frac{Na}{\sqrt{\frac{Ca + Mg}{2}}} = \frac{75,123}{\sqrt{\frac{85,205}{2}}} = 8,54$$

$8,54 < 10$ Donc risque faible et une eau propre à l'irrigation

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



FigH-1) Diagramme de classification des eaux d'irrigation

Chapitre III :

Calcul des Besoins en eau des Cultures

III.1.1. Définition :

Le présent chapitre, se propose de quantifier les besoins en eau des cultures sur la base des informations définies auparavant, conditionnant la conception de notre projet tels que les conditions climatiques, cultures envisageables, systèmes agronomiques, l'intensité culturale, potentialités des sols, disponibilité de l'eau, fertilité des sols, pratique culturale et méthodes d'irrigations.

Toutefois, en raison d'une répartition défavorable des pluies et des caractères des averses, le degré de satisfaction des plantes en saison sèche est très faible, il est évident que ce déficit en eau provoque des chutes considérables de rendement, d'où la nécessité de bien quantifier les besoins en eau des cultures envisagées dans le périmètre avant de passer à la conception du projet.

III.1.2. Besoins en eau des cultures :

Le besoin en eau d'irrigation, B , est la quantité d'eau que l'on doit apporter à la culture pour lui assurer la totalité de son besoin en eau (B_p).

L'estimation des besoins en eau d'un hectare de chaque culture envisageable sur le périmètre utilisera les données résultant des études climatologiques. Le plan cultural (répartition des cultures pratiquées) sur le périmètre sera arrêté dans une phase ultérieure de l'étude. C'est à ce moment-là seulement que les besoins globaux du périmètre pourront donc être calculés, en multipliant les besoins unitaires par les superficies correspondantes.

III.2. Evaluation des besoins en eau des plantes cultivées :

Dans un premier temps, la détermination des besoins en eau d'une culture nécessite :

- la connaissance de divers paramètres concernant aussi bien la plante elle-même que les données climatiques ou pédologiques de la région.
- les données climatiques donneront les indications nécessaires concernant les besoins en eau de la culture.
- les paramètres pédologiques permettront d'estimer la réserve en eau utile du sol; et les données culturales préciseront la réserve en eau facilement utilisable par la plante.
- Qualité de l'eau d'irrigation.

A l'aide des différents résultats obtenus, il sera relativement aisé de déterminer par la suite les quantités d'eau d'irrigation nécessaires au bon développement de la plante. Celles-ci seront calculées au moyen du logiciel CROPWAT4WINDOWS VERSION .5

III.3. Détermination de l'année de Calcul :

La détermination de l'année de calcul $P_{80\%}$ a pour but de connaître la quantité de pluie qui peut être utilisée par la plante; elle est une fraction de la pluie efficace (pluie de probabilité 80%), (de l'année de calcul de $P_{80\%}$)

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

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

III.3.1. Etude des précipitations annuelles :

I- HOMOGENEITE DES SERIES PLUVIOMETRIQUES :

En général, l’homogénéisation des données hydrologiques est indispensable, préalablement à toute exploitation hydrologique de ces dernières, car les mesures ne sont pas menées souvent avec soin. En effet, outre la possibilité de données défectueuses ou sujette à caution.

L1-Test de Wilcoxon (1) :

Ce test repose sur un procédé simple, permettant de tester l’homogénéité d’une série de données, sans qu’il fasse appel à une autre série pluviométrique homogène d’une station voisine, étalée sur la même période d’observation.

La vérification de l’homogénéité d’une série pluviométrique d’enregistrement complet, par le test de Mr Wilcoxon, repose sur le procédé ci-dessous :

*On divise la série complète des pluies moyennes annuelles de référence en deux sous-séries : x et y tel que: N₁ et N₂ représentant respectivement les tailles de ces deux sous-séries, considérant généralement N₂ supérieure à N₁.

*On constitue par la suite, la série "X" union "Y" après avoir classé.

La série de pluie d’origine par ordre croissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang, tout en précisant à quelles sous-séries appartient-elle

*Mr Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée;

Avec:

$$W_{MIN} < W_X < W_{MAX}$$

$$W_X = \sum Rang_X$$

W_X : Somme des rangs de sous-série x.

Et :

$$W_{MIN} = \frac{N_1(N_1+1)}{2} \cdot \frac{N_1}{N} \cdot \frac{N_2(N_2+1)}{2} \cdot \frac{N_2}{N} \cdot \frac{N_1(N_1+1)}{2} \cdot \frac{N_1}{N} \cdot \frac{N_2(N_2+1)}{2} \cdot \frac{N_2}{N} \cdot \frac{N_1(N_1+1)}{2} \cdot \frac{N_1}{N} \cdot \frac{N_2(N_2+1)}{2} \cdot \frac{N_2}{N} - [4.3]$$

$$W_{Max} - [(N_1 + N_2 + 1) * N_1 - W_{MIN}] \text{-----} [4.4]$$

I.3. Test de Wilcoxon pour la station d'OUM-DROU(code (012225):

Le tableau n°4.12, détaille le procédé de test d'homogénéité proposé par Mr Wilcoxon pour la station d'OUM-DROU (012225).

On a donc:

$$W_X = \sum \text{Rang}_x = 111$$

$$W_{\min} = 56,09$$

$$W_{\max} = 111,91$$

$$W_{\min} < W_x < W_{\max} \text{ q } 56.91 < 111 < 111.91$$

=>La condition de Mr Wilcoxon est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelles de la station d'OUM-DROU CHLEF code(012225) est homogène.

Tableau III.1 : Test de Wilcoxon pour la station d'OUM-DROU code(012225).

Rang	Série origine	Série X	Série Y	TRY	X U Y
1	222,8	222,8	405,7	582	Y
2	107,5	107,5	323,7	515,4	Y
3	242,7	242,7	362,4	472,9	X
4	472,9	472,9	439,3	451,9	Y
5	380,1	380,1	282,1	439,3	Y
6	411,1	411,1	436,9	436,9	Y
7	251,8	251,8	349,3	428,7	Y
8	199,7	199,7	354,3	411,1	X
9	405,7		451,9	405,7	Y
10	323,7		515,4	380,1	X
11	362,4		582,0	362,4	Y
12	439,3		428,7	354,3	Y
13	282,1			349,3	Y
14	436,9			323,7	Y
15	349,3			282,1	Y
16	354,3			251,8	X
17	451,9			242,7	X
18	515,4			222,8	X
19	582,0			199,7	X
20	428,7			107,5	X

-ajustement de la loi de Gauss

La méthode de Gauss consiste a :

*classer les valeurs des précipitations annuelles par ordre décroissant.

*classer les fréquences des valeurs observées par la formule :

$$F(x) = \frac{n \leq 0,5}{N}$$

Avec: n : Numéro d'ordre

N : Nombre d'années observées. On doit $\frac{Xi}{N}$

calculer:

La moyenne arithmétique : $\bar{X} = \frac{\sum Xi}{n}$

Écart type : $\sigma = \sqrt{\frac{\sum (Xi - \bar{X})^2}{n}}$ on prend (n-1) si la taille de la série est < 30
 $\sigma = \sqrt{\frac{\sum (Xi - \bar{X})^2}{n}}$

E
t

n si la taille de la série est ≥ 30

La variable réduite de Gauss : $U = \frac{Xi - \bar{X}}{\sigma}$

Le coefficient de variation : $C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$

Classer les valeurs des précipitations annuelles par ordre décroissant et classement

Les valeurs observer par la formule $F(x) = \frac{n \leq 0,5}{N}$:

Tableau III.2.répartition de la série pluviométrique en ordre décroissant

année	2010	2009	1995	2008	2003	2005	2011	1997	2000	1996
p(mm)	582	515,4	472,9	451,9	439,3	436,9	428,7	411,1	405,7	380,1
N° rangé	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
F(x)	2,5	7,5	12,5	17,5	22,5	27,5	32,5	37,5	42,5	47,5



année	2002	2007	2006	2001	2004	1998	1994	1992	1999	1993
p(mm)	362,4	354,3	349,3	323,7	282,1	251,8	242,7	222,8	199,7	107,5
N°rangé	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
F(x)	52,5	57,5	62,5	67,5	72,5	77,5	82,5	87,5	92,5	97,5

Pour les calculs on a utilisé le logiciel **HYDROLAB**. Les résultats obtenus sont reportés dans le tableau suivant :

(moyenne=361,02 écart-type=116,51 taille 20 et I.C. à 95%)

Tableau III.3.1. Ajustement à la loi de Gauss

Ajustement à la loi de Gauss								
Taille n= 20		Moyenne= 361,015		I.C. à (en%)= 95		U Gauss=		1,9604
		Ecart- e= 116,508781						
Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
222,8	107,5	1	0,0250	-1,960	107,5	132,611778	11,7594914	204,909646
107,5	199,7	2	0,0750	-1,440	199,7	193,265602	94,8046975	256,066002
242,7	222,8	3	0,1250	-1,150	222,8	226,979147	139,89743	285,567253
472,9	242,7	4	0,1750	-0,935	242,7	252,137148	172,842089	308,286734
380,1	251,8	5	0,2250	-0,755	251,8	273,030074	199,626014	327,730122
411,1	282,1	6	0,2750	-0,597	282,1	291,412083	222,678476	345,349363
251,8	323,7	7	0,3250	-0,453	323,7	308,197682	243,250685	361,916667
199,7	349,3	8	0,3750	-0,318	349,3	323,941922	262,087783	377,914991
405,7	354,3	9	0,4250	-0,189	354,3	339,023264	279,683633	393,687847
323,7	362,4	10	0,4750	-0,063	362,4	353,727977	296,397141	409,509723
362,4	380,1	11	0,5250	0,063	380,1	368,302023	312,520277	425,632859
439,3	405,7	12	0,5750	0,189	405,7	383,006736	328,342153	442,346367
282,1	411,1	13	0,6250	0,318	411,1	398,088078	344,115009	459,942217
436,9	428,7	14	0,6750	0,453	428,7	413,832318	360,113333	478,779315
349,3	436,9	15	0,7250	0,597	436,9	430,617917	376,680637	499,351524
354,3	439,3	16	0,7750	0,755	439,3	448,999926	394,299878	522,403986
451,9	451,9	17	0,8250	0,935	451,9	469,892852	413,743266	549,187911
515,4	472,9	18	0,8750	1,150	472,9	495,050853	436,462747	582,13257
582	515,4	19	0,9250	1,440	515,4	528,764398	465,963998	627,225303
428,7	582	20	0,9750	1,960	582	589,418222	517,120354	710,270509

Fréquence	U.Gauss	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,2	-0,841	262,977903	186,811355	318,303528	262,977903	0,200	1,3
0,5	0,000	361,015012	304,513951	417,516075	361,015012	0,500	2,0
0,8	0,841	459,052097	403,726472	535,218645	459,052097	0,800	5,0

On représente les résultats obtenus dans un papier logarithmique $P=f$

(Fa) On fait sortir du graphe la valeur de $P_{50\%}$ et $P_{80\%}$

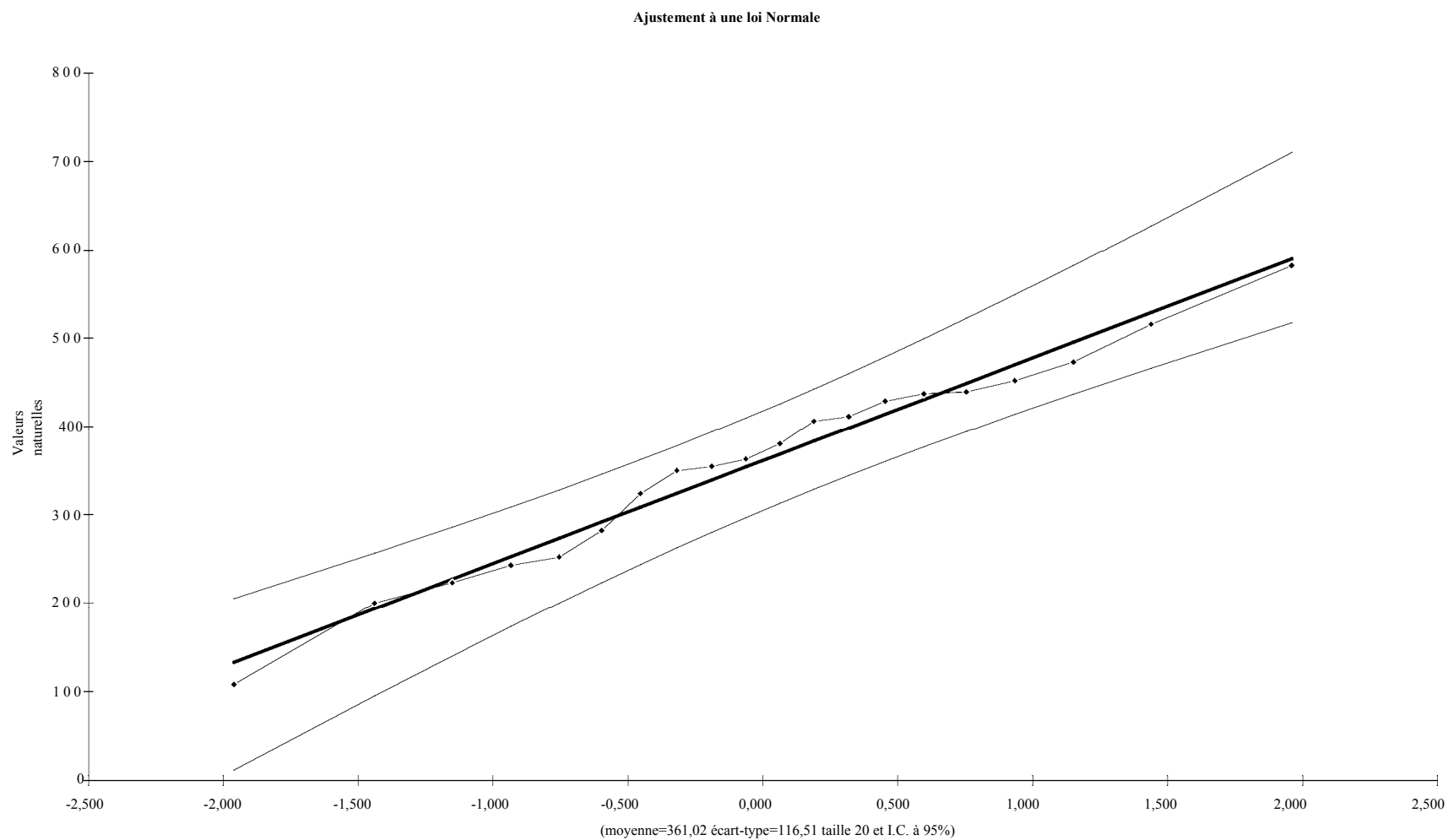


Fig III.1. Graphe d'ajustement à la loi de Gaus

IV-3-2. Ajustement à la loi log Normale :

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station d'oum-drou sont regroupés dans le tableau III-4 et la figure III-2.

Tableau III.4. Ajustement à la loi log-normale

Ajustement à une loi Log-normale								
Taille n= 20		Moy.log(x- xo)= 2,530117854			I.C. à (en%)=95		U Gauss= 1,960	
xo=0		E.T. log(x- xo)=0,171093062						
Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
222,8	107,5	1	0,025	-1,960	107,5	156,57	104,049	199,92967
107,5	199,7	2	0,075	-1,440	199,7	192,211	137,781	237,68421
242,7	222,8	3	0,125	-1,150	222,8	215,42	160,475	262,61703
472,9	242,7	4	0,175	-0,935	242,7	234,547	179,385	283,58707
380,1	251,8	5	0,225	-0,755	251,8	251,717	196,389	302,85799
411,1	282,1	6	0,275	-0,597	282,1	267,859	212,31	321,44959
251,8	323,7	7	0,325	-0,453	323,7	283,502	227,605	339,97106
199,7	349,3	8	0,375	-0,318	349,3	299,003	242,573	358,86862
405,7	354,3	9	0,425	-0,189	354,3	314,647	257,444	378,52791
323,7	362,4	10	0,475	-0,063	362,4	330,687	272,412	399,33035
362,4	380,1	11	0,525	0,063	380,1	347,391	287,676	421,70537
439,3	405,7	12	0,575	0,189	405,7	365,101	303,485	446,22398
282,1	411,1	13	0,625	0,318	411,1	384,202	320,111	473,57896
436,9	428,7	14	0,675	0,453	428,7	405,21	337,904	504,72483
349,3	436,9	15	0,725	0,597	436,9	428,874	357,374	541,08431
354,3	439,3	16	0,775	0,755	439,3	456,377	379,312	584,94827
451,9	451,9	17	0,825	0,935	451,9	489,784	405,088	640,39752
515,4	472,9	18	0,875	1,150	472,9	533,273	437,434	715,86124
582	515,4	19	0,925	1,440	515,4	597,665	483,321	833,77236
428,7	582	20	0,975	1,960	582	733,716	574,591	1104,0769

Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,2	-0,841	243,3046713	188,0615	293,3567511	243,305	0,200	1,3
0,5	0,000	338,9361335	279,9923	410,2887812	338,936	0,500	2,0
0,8	0,841	472,1557248	391,5972	610,8516924	472,156	0,800	5,0

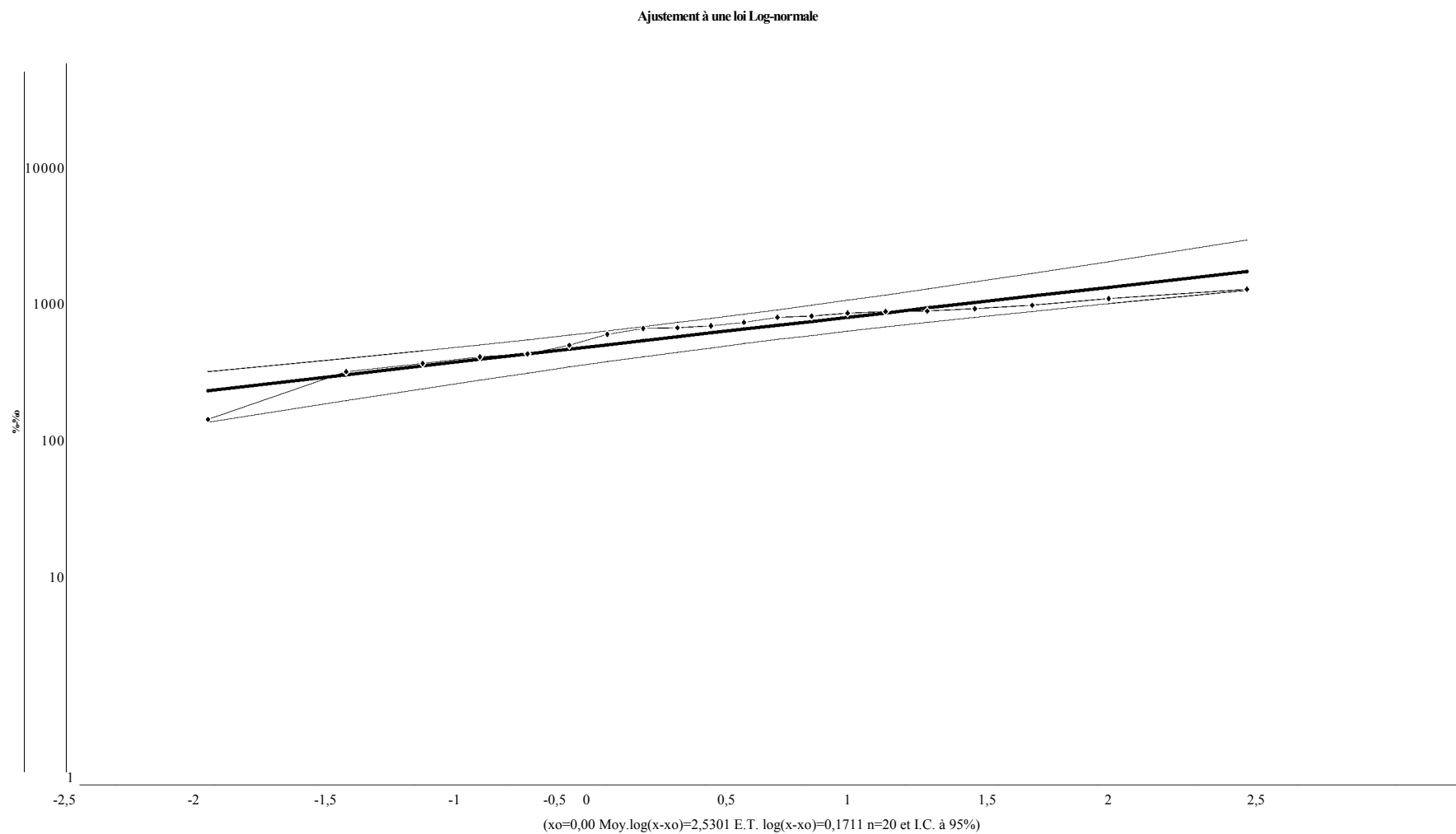


Fig III.2. Graphe d'ajustement à la loi log-normale

III.3.3. Ajustement à la loi de Gumbel :

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station d'oum-drou sont regroupés dans le tableau III-5 et la figure III-3.

Ajustement à une loi de Gumbel

Taille n= 20

Xo= 308,58

90,88

I.C. à (en%)= 95

Gauss=

1,96

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
222,8	107,5	1	0,025	-1,305	107,5	189,9554	11,7595	204,9096
107,5	199,7	2	0,075	-0,952	199,7	222,086	94,8047	256,066
242,7	222,8	3	0,125	-0,732	222,8	242,0482	139,897	285,5673
472,9	242,7	4	0,175	-0,556	242,7	258,0888	172,842	308,2867
380,1	251,8	5	0,225	-0,400	251,8	272,2387	199,626	327,7301
411,1	282,1	6	0,275	-0,255	282,1	285,3687	222,678	345,3494
251,8	323,7	7	0,325	-0,117	323,7	297,9618	243,251	361,9167
199,7	349,3	8	0,375	0,019	349,3	310,3382	262,088	377,915
405,7	354,3	9	0,425	0,156	354,3	322,7445	279,684	393,6878
323,7	362,4	10	0,475	0,295	362,4	335,3989	296,397	409,5097
362,4	380,1	11	0,525	0,440	380,1	348,5196	312,52	425,6329
439,3	405,7	12	0,575	0,592	405,7	362,351	328,342	442,3464
282,1	411,1	13	0,625	0,755	411,1	377,1924	344,115	459,9422
436,9	428,7	14	0,675	0,934	428,7	393,4433	360,113	478,7793
349,3	436,9	15	0,725	1,134	436,9	411,6786	376,681	499,3515
354,3	439,3	16	0,775	1,367	439,3	432,7999	394,3	522,404
451,9	451,9	17	0,825	1,648	451,9	458,3736	413,743	549,1879
515,4	472,9	18	0,875	2,013	472,9	491,5522	436,463	582,1326
582	515,4	19	0,925	2,552	515,4	540,4549	465,964	627,2253
428,7	582	20	0,975	3,676	582	642,6648	517,12	710,2705

Fréquence	U.Gumbel	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,2	-0,476	265,332	186,811355	318,303528	265,3321	0,20	1,25
0,5	0,367	341,887	304,513951	417,516075	341,8866	0,50	2,00
0,8	1,500	444,889	403,726472	535,218645	444,8889	0,80	5,00

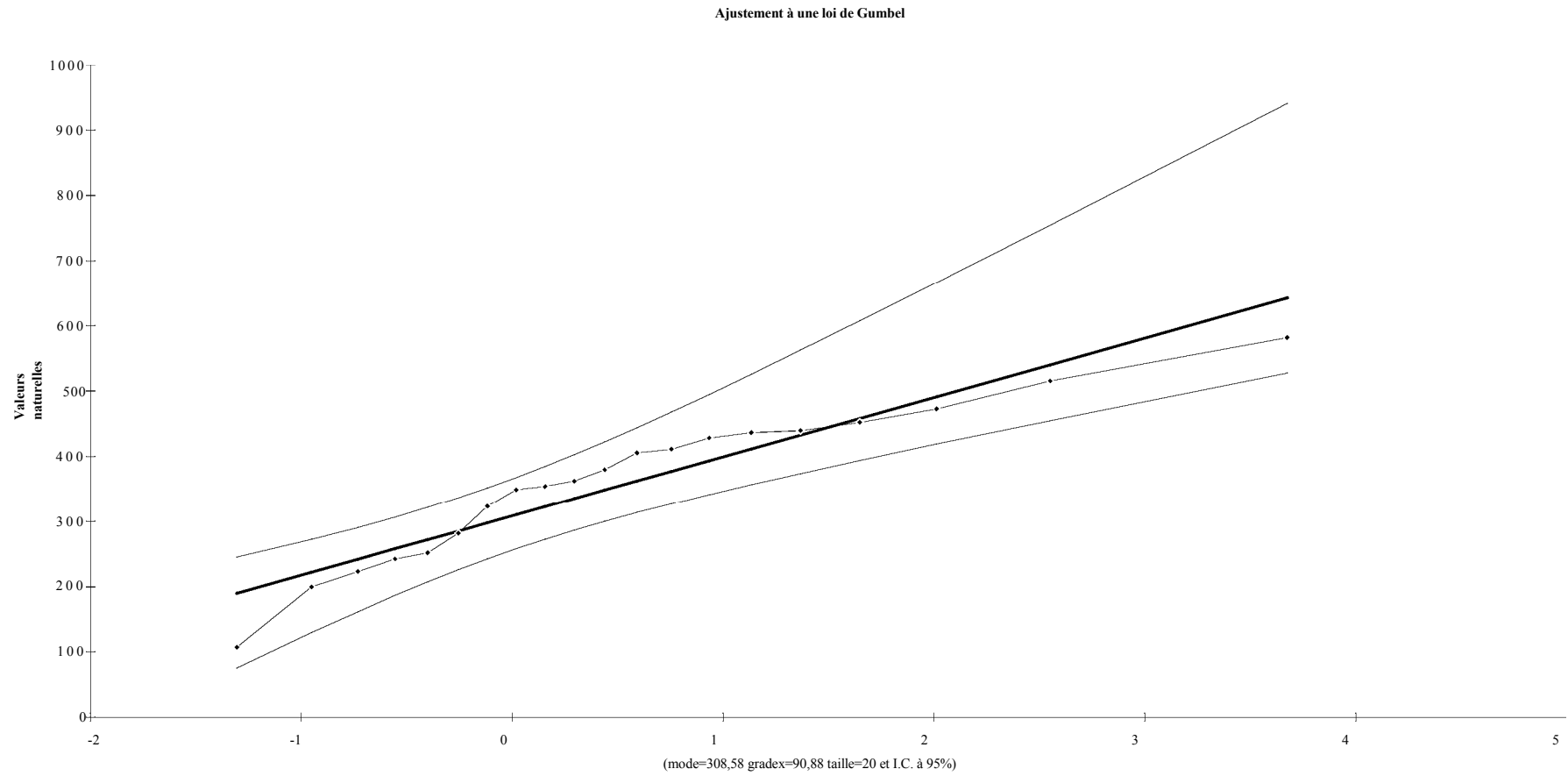


Fig III.3. Graphe d'ajustement à la loi log-normale

III.4. Détermination de l'année de calcul

Puisque la loi **log-Normale** est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne mensuelle représentative de la région

L'estimation sera pour l'année sèche de fréquence 80%.

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

$$P_{théorique\ 80\ \% \ annuelle} = 263\ mm$$

$$P_{théorique\ 50\ \% \ annuelle} = 361\ mm$$

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

Tableau III.6. Pluviométrie moyenne pour chaque mois en mm (periode 1992-2011).

Mois	sep	oct	nov	dec	Jan	fev	Mar	avr	mai	Juin	jui	aout
p(moy) mm/mois	19,17	26,68	53,59	43,11	41,59	49,15	27,81	40,53	30,38	2,94	0,89	4,91

Nous avons:

$$P_{moy\ mensuelle\ de\ 80\ \%} = \frac{P_{théorique\ P_{moy\ mensuelle}}}{P_{moy\ annuelle}}$$

$$P_{moy,80\ \%} = 26361 \frac{P_{moy, mensuelle}}{0.73 P_{moy, mensuelle}}$$

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III.7.L'Année de calcul.

Mois	sep	oct	nov	dec	Jan	fev	Mar	avr	mai	juin	jui	aout
P(moy) mens 80%	13,99	19,48	39,12	31,47	30,36	35,88	20,30	29,59	22,18	2,15	0,65	3,58

III.5. Calcul De L'évapotranspiration :

Ce sont les besoins en eau maximaux (besoins de pointe) de la culture ou de la parcelle qui intéressent le projeteur

Les besoins en eau d'une parcelle correspondent à toute l'eau utilisée par cette parcelle ou évapotranspiration réelle (ETR) pour le développement de la culture qui y est installée.

Le déficit hydrique, qui peut également s'exprimer sous le terme des besoins en eau (B), se définit comme la différence entre l'évapotranspiration réelle (ETR) de la culture considérée et les précipitations efficaces (Peff).

III.5.1. L'évapotranspiration Réelle:

Cette quantité d'eau (ETR) comprend:

- La transpiration de la culture (mais aussi des adventices),
- L'évaporation directe à partir du sol ou des plantes.

A défaut de pouvoir évaluer l'ETR, on calcule généralement l'évapotranspiration maximale (ETM) qui dépend:

- de l' ET_0 (évapotranspiration de référence) ;
- du végétal (type et stade végétatif),

$$ETM = K_c * ET_0 \text{ ou : } ETR = ET_0 * K_c$$

ETM : évapotranspiration maximale journalière en $mm.j^{-1}$

ET₀: évapotranspiration de référence en $mm.j^{-1}$

K_c : coefficient cultural (tenant compte du stade de développement végétatif et de la culture).

L' ET_0 peut être calculée par diverses formules (penmann, turc, blaney et criddle, etc.) ou calculée à partir de l'évaporation.

T_m : température maximum et minimale, exprimées en °C.

H_m : humidités de l'air moyenne, exprimées en %.

V_m : vitesses du vent moyen, exprimées en m/s.

P : précipitations exprimées en mm.

Insol.: Durée d'insolation, exprimée en heure.

ET₀ : évapotranspiration de référence calculée par la méthode de Penman-Montheih, exprimée en mm/jour

La pluie efficace, Peff, représente la fraction des précipitations qui est effectivement utilisée par la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface et par percolation profonde. Le choix de la méthode appropriée pour le calcul des précipitations efficaces demande une réflexion sérieuse. Différentes méthodes ont ainsi été développées, chacune prenant en compte le climat de la région où doivent s'effectuer les mesures. Le logiciel CROPWAT 8 VERSION 5 en propose 4.

Formule de Penman

Pour calculer l'ETP au pas de temps journalier, il est préférable d'utiliser la formule de Penman-Montheih. Cette formule a pour avantage de mieux prendre en compte l'effet de la turbulence dû au vent.

La formule est la suivante :

$$ETP = \frac{Rn + \gamma \cdot Ea}{L} = p^*(t)$$

Avec :

Rn : rayonnement net « climatique »

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

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

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

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

Les résultats trouvés sont récapitulés dans le tableau (ci après)

Tableau III.8. Calcul de ET0

Mois	T _{moy} (°C)	Hr (%)	Vent (Km/Jr)	Insolaion (h/j)	Radiation Solaire (MJ/m2/j)	ET0 (mm / j)
Javier	10,3	77,4	225	5,5	9,3	1,28
Ferrier	11,3	73,2	276	6,5	12,4	1,92
Mars	14,5	67,7	233	7,4	16,4	2,84
Aril	16,7	63,6	294	8,7	20,9	3,95
Mai	21,6	55,4	285	9,9	24,2	5,58
Juin	27,1	42,2	285	10,9	26,2	7,56
Juillet	30,3	38,4	277	11,7	27,0	8,37
Août	29,9	41,9	259	11,1	24,8	7,45
September	25,6	51,9	251	8,9	19,3	5,28
October	21,5	60	225	7,2	14,1	3,43
November	25,2	71	233	6,3	10,5	2,74
December	11,5	76,9	182	5,5	8,6	1,16
Annuelle	20,1	60	252	8,3	17,8	4,30

III.5.2) Calcul de la pluie efficace :

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

On a : $P_{eff} = P_{p\%} * 0.8$

Avec :

P_{eff} : pluie annuelle efficace en (mm/mois).

$P_{p\%}$: pluie annuelle de probabilité 80% calculée en (mm/mois)

Les valeurs mensuelles d'ET₀, P_{eff} et $P_{p\%}$ sont regroupées dans le tableau.

Tableau III.9. Les précipitations efficaces dans la zone de projet.

pays: Algerie		station: Chlef	
Mois	Pluie (mm)	Pluie efficace (mm)	
Janvier	30,36	24,3	
Fevrier	35,9	28,7	
Mars	20,3	16,25	
Avril	29,6	23,67	
Mai	22,2	17,74	
Juin	2,15	1,72	
Juillet	0,65	0,52	
Aout	3,6	2,9	
Septembre	14	11,2	
Octobre	19,5	15,6	
Novembre	39,15	31,3	
Decembre	31,5	25,2	
Total	263	210,4	

III.6. Les besoins en eau des cultures suivant le calendrier cultural :

L'appréciation des besoins en eau des cultures, par le logiciel CROPWAT, nécessite l'introduction des renseignements ci après :

- Durée des phases de croissance (en jour) : initiale, mi-saison, développement, et récolte.
- Coefficients culturaux (K_c): pour chaque phase de croissance et pour chaque culture.
- Profondeur d'enracinement (P) en (mètre) : deux valeurs sont entrées celle de la phase initiale et celle de la phase plein développement.
- Tassement admissible (P) du sol, exprime en fraction d'humidités totales disponibles :

C'est le niveau critique de l'humidité du sol a partir du quel le stress du au manque d'eau se fait sentir, affectant l'évapotranspiration et la production de la plante.

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique :

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

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

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

RFU : réserve facilement utilisable

$RFU = Y (H_{cc} - H_{pf}). Da . Z$

Y : degré de tarissement.

Da : densité apparente.

Z : profondeur d'enracinement mm.

H_{cc} : humidité à la capacité au champ (H_{cc}=32).

H_{pf} : humidité au point de flétrissement (H_{pf}=18).

Pe_{ff} : pluie efficace.

Nous opterons pour la formule la plus utilisée qui est $Pe_{ff} = a * P_{net}$

a : étant un pourcentage de 80.

Lorsque les besoins en eau des cultures tout au long de leur phase de croissance sont connus, il reste à estimer les quantités d'eau d'irrigation à fournir au niveau de la parcelle. Pour ce faire, il est nécessaire d'en connaître les données pédologiques.

Celles-ci permettront de déterminer la capacité de stockage de l'eau dans le sol et par-là même de déterminer la dose d'irrigation à appliquer selon une fréquence définie par l'agriculteur de façon à couvrir les besoins en eau des cultures.

III.6.1. L'évapotranspiration réelle ou culture (ETR ou ET_c) :

L'évapotranspiration d'une culture, ET_c, se calcule en multipliant l'évapotranspiration de référence ET₀ par un coefficient cultural, K_c.

$$ET_c = K_c * ET_0$$

Avec :

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

III.6.2. Efficience de l'irrigation :

L'efficience d'irrigation est définie par le rapport entre le besoin d'eau strictement nécessaire à la culture et le volume d'eau à introduire dans le réseau d'irrigation.

La différence entre les deux volumes indique les pertes.

La formule utilisée pour l'estimation de l'efficience d'un réseau d'irrigation est donnée par l'expression suivante :

$$E_i = E_t * E_d * E_u$$

Avec : E_i : Efficience d'irrigation en (%)

E_e : Efficacité de transport (%)

E_d : Efficacité de type de distribution en (%)

E_u : Efficacité de l'uniformité de la distribution.

L'évaluation exacte des pertes est très difficile et même presque impossible, suite des multiples variables qui interviennent.

On considère une efficacité globale, produit entre les trois efficacités décrites ci-dessus égalé à 0,75.

III.6.3. Les besoins en eaux des assolements :

Le calcul des besoins annuels brutes est obtenu à partir les calculs des besoins annuels nets dont on ne prend que l'efficacité d'irrigation à 75%.

Pour le calcul des besoins en eau de l'arboriculture on a utilisé une méthode de bulletin de la FAO N°36. Cette méthode consiste à déterminer:

1. Evaporation maximale de la culture ; $ETM = K_c \cdot E_{To}$;
(mm/j) Avec: K_c : coefficient cultural E_{To} :
évapotranspiration de référence
2. Besoins en eau des cultures en irrigation localisée
 $ETM_{loc} = ETM \cdot K_r$; (mm/j) avec :
 K_r coefficient de réduction
D'après Freeman et Garzoli $K_r = C_s + 0,5 \cdot (1 - C_s)$
 C_s : taux de couverture de sol (%)
3. Besoin en eau d'irrigation

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

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

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

R_p : rendement de l'irrigation à la parcelle ;

E : coefficient qui exprime l'efficacité de l'arrosage dépend de la texture du sol

C_u : coefficient d'uniformité

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

Les résultats sont représentés dans les Tableaux N°III.9.10.11.12

III.7.Besoins en eau des cultures:**Tableau III.10.**Calcul des besoins en eau des oliviers

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Kc	0,6	0,55	0,52	0,5	0,4	0,47	0,5	0,5	0,5	0,64	0,68	0,83
ETM=Kc*ETP(mm/jour)	95,0	56,6	42,7	17,4	15,4	27,1	42,6	59,3	83,7	145,2	170,7	185,5
RFU (mm)	0,0	0,0	0,0	0,0	7,8	16,7	18,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Peff	11,2	15,6	31,3	25,2	24,3	28,7	16,2	23,7	17,7	1,7	0,5	2,9
déf & exé	-83,84	-41,01	-11,45	7,78	16,73	18,33	-8,06	-35,58	-65,96	-143,44	-170,23	-182,64
B	83,84	41,01	11,45	0	0	0	8,06	35,58	65,96	13,44	170,23	182,64

Tableau III.11.Calcul des besoins en eau des agrumes

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Kc	0,68	0,67	0,66	0,65	0,64	0,66	0,68	0,7	0,71	0,72	0,72	0,7
ETM=Kc*ETP(mm/jour)	107,71	68,94	54,25	22,62	24,58	38,02	57,94	82,95	118,85	163,30	180,79	156,45
RFU (mm)	0,0	0,0	0,0	0,0	2,6	2,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Peff	11,2	15,6	31,3	25,2	24,3	28,7	16,2	23,7	17,7	1,7	0,5	2,9
déf & exé	-96,52	-53,36	-22,96	2,56	2,27	-7,04	-41,69	-59,28	-101,11	-161,58	-180,27	-153,58
B	96,52	53,36	22,96	0	0	7,04	41,69	59,28	101,11	161,58	180,27	153,58

Tableau III.12.Calcul des besoins en eau de la pomme de terre

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Kc						0,6	1,25	1,38	1,25			
ETM=Kc*ETP(mm/jour)						34,56	106,50	163,53	209,25			
RFU (mm)						9,324	3,5	0	0			
Peff	11,2	15,6	31,3	25,2	24,3	28,7	16,2	23,7	17,7	1,7	0,5	2,9
déf & exé						3,47	-86,76	-139,86	-191,51			
B	0	0	0	0	0	0	86,76	139,86	0	0	0	0

Tableau III.13.Calcul des besoins des tomates

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Kc	0,85	1,02	0,85	0,75								0,5
ETM=Kc*ETP(mm/jour)	134,64	104,96	69,87	26,1								111,75
RFU (mm)	0	0	0	0								0
Peff	11,2	15,6	31,3	25,2	24,3	28,7	16,2	23,7	17,7	1,7	0,5	2,9
déf & exé	-123,4	-89,4	-38,6	0,0								-108,9
B	123,4	89,4	38,6	0	0	0	0	0	0	0	0	108,9

CALCUL DES BESOINS EN EAU DES CULTURES

III.7.2 Comparaison entre les besoins en eau du périmètre et la capacité de la retenue : La surface totale du périmètre étudié est de 57,15 ha, Le volume utile de notre retenue est **320000 m³**, les besoins estimés sont de l'ordre de **238018,3m³**.

Sur la base de toutes ces données et les besoins totaux des cultures calculés, nous essayons de gérer l'exploitation agricole du périmètre (minimiser les surfaces pour les cultures les plus exigeantes) de telle manière à satisfaire les besoins sans le risque de l'abaissement brusque de niveau normale de la retenue.

III.7.3 Calcul de débit spécifique :

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

$$q_s = \frac{B \cdot 10000}{T \cdot t \cdot 3600} \text{ en (l/s/ha)}$$

Tels que:

B_m : Besoins mensuels maximum net en mm ;

T : Temps d'irrigation par jour 20 h/j ; t :

Durée d'irrigation en jours=26 jours ;

D'où

- Le mois de pointe est Aout.
- Les besoins de pointe sont de 445,1 mm ;
- Le débit spécifique q_s de l'assolement est trop important 3,17l/s/ha, on choisira le débit spécifique de la culture la plus exigeante.

La culture la plus exigeante est l'olivier donc $q_s = 1,3 \text{ l/s/ha} < 1,5 \text{ l/s/ha}$

Notre débit est valable alors $q_s = 1,3 \text{ l/s/ha}$

L'évaluation quantitative des besoins en eau d'irrigation, nécessite de prendre en compte l'information météorologique, pédologique et culturale. Cette étude permettra aux agriculteurs de permuter et de diversifier leur plan de cultures, tout en garantissant leur besoins en eau.

III. Conclusion:

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

Ces données peuvent nous indiquer si la quantité d'eau est suffisante ou pas. Les calculs ont confirmé que le volume d'eau stocké au niveau de la retenue est suffisant pour l'irrigation de notre périmètre.

Dans notre cas le débit maximum journalier c'est le débit caractéristique, il est calculé par la formule suivante :

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

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

: la superficie totales a irriguer = ha

$$Q_{spécifique} = 1,3 \text{ l/s/ha.}$$

$$Q_{car} = q \cdot S = 1,3 \cdot 50,65 = 65,85 \text{ l/s} \quad Q_{car} = 65,85 \text{ l/s}$$

Notre débit de consommation est $Q_{max,h} = 237,04 \text{ m}^3/\text{h}$

Donc, nous prévoyons le dimensionnement du deuxième réservoir par la méthode de bilan d'eau.

Chapitre IV :

Station de pompage

IV.1.Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station :

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

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

- Il ne faut jamais construire la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables ;
- Les lignes d'électricité doivent être placées le long de champ d'isolement des routes et des quartiers d'habitations ;
- Il faut prendre en considération la distance entre la station de pompage et les différents ouvrages urbains, une distance qui assure l'élimination des dangers provoqués par l'un ou l'autre ;
- Choisir le cheminement le plus court pour la conduite de refoulement pour réduire les pertes de charges ainsi que les travaux de terrassement ;
- Construire la station de pompage en prenant en considération les normes internationales dans ce domaine. La station de pompage doit être équipée de
 - L'accès à tout l'ouvrage
 - Plate-forme avec une très bonne qualité de béton
 - Prévoir des moyens de dérivation des eaux pluviales, drainage par Des caniveaux
 - Faire un profil en long de l'emplacement de la prise d'eau et la conduite De refoulement.

Dans notre cas on n'a pas besoin de connaître la variation de la hauteur d'eau dans la retenue par ce que on va implanter un réservoir de reprise qui nous permettons de stocker l'eau à l'aide d'une canal d'amener d'un diamètre de 250 mm qui est lié avec la conduite de vidange de fond du barrage.

Au niveau des chambres des vannes il y a 3 vannes :

La première est utilisée pour le vidage de fond, la deuxième pour l'irrigation et la troisième dans le cas d'un avarier. Pour notre projet, nous avons choisi la variante suivante :

Un réservoir de reprise, juste à côté du réservoir, notre station de pompage sera implantée et dimensionnée, cette dernière va refouler l'eau.

IV.1.a. Rôles des réservoirs :

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

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

IV.1.b. Emplacement de réservoir:

L'emplacement d'un réservoir pose souvent un problème. A cet effet, nous devons toujours tenir compte des considérations suivantes :

- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ; -
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ;
- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau ;
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à assurer la pression nécessaire vers un deuxième réservoir ;

IV.1.1.a. Le premier réservoir:

Le réservoir a un volume de 50 m^3 , une forme rectangulaire, une hauteur de 4m et la longueur doit être égale à la largeur qui est égale à 3,125m, avec une conduite d'amener de diamètre de 250mm qui débite un débit de (70 l/s).

IV.1.1.b. Le deuxième réservoir:

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

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

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

Le nombre des heures d'irrigation par jour est de 20heures ce qui nous permet de déterminer la valeur de consommation =5%, chaque heure.

IV.1.1.c. Calcul du débit maximum journalier:

Dans notre cas, le débit maximum journalier c'est le débit caractéristique, il est calculé par la formule suivante:

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

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

F : la superficie totale à irriguer = 50,65ha

$$Q_{spécifique} = 1,3 \text{ l/s/ha.}$$

$$Q_{car} = q \cdot S = 1,3 * 50,65 = 59,4 \text{ l/s} \quad Q_{car} = 65,84 \text{ l/s}$$

Alors notre débit de consommation est $Q_{max,h} = 237,02 \text{ m}^3/\text{h}$

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

La hauteur d'élévation se calcule comme suit :

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

Avec :

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

Pour notre cas : H_g est la hauteur géométrique

$$H_g = (\text{cote de refoulement} + h_{02}) - (\text{cote d'aspération} + h_{01})$$

Tel que : h_{01} : hauteur d'eau du premier réservoir = constante = 3m

h_{02} : hauteur d'eau du deuxième réservoir = constante = 9m

$$H_g = (145 + 9) - (3 + 125) = 26 \text{ m} \quad H_g = 26 \text{ m}$$

$$Y-h_p = Y-h_p(asp) + Y-h_p(ref)$$

$$= (1,15 \div 1,3) Y-h_p(ref)^{lin} \text{ (pour } Q < 3 \text{ m}^3/\text{s)}$$

Et :

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

Notre conduite de refoulement a une longueur de 84 m.

D'où:

$$h_{p \text{ ref } lin} = \frac{84}{1000} * 4 = 0,34 \text{ m}$$

$$Y-h_p(ref)^{lin} = 0,34 \text{ m}$$

Donc :

$$H_{cal} = 26 + 0,44 + 1 = 27,44 \text{ m}$$

$$H_{cal} = 27,44 \text{ m}$$

IV.3. Calcul du débit forcé :

Le débit forcé est donné par la formule suivante :

$$Q_f = Q_{eq} + \frac{W_1 + W_2}{T}$$

Avec :

Q_{eq} : Débit d'équipement ;

$$Q_{eq} = a \frac{W_j}{T}$$

$$W_j/T = Q_{moyj} = 65,84 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

a : Coefficient de correction, on prend $a = 1,06$;

$$Q_{eq} = 1,06 \cdot 65,84 \cdot 10^{-3} = 69,79 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{eq} = 69,79 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

W_1 : Volume d'eau en excès = $69,79 \cdot 10^{-3} \cdot 4 \cdot 3600 = 1004,1 \text{ m}^3$; W_2 :

Volume réservé pour autres besoins = $28,93 \text{ m}^3$; $T = 24 \text{ h}$;

$$Q_f = 69,79 \cdot 10^{-3} + \frac{1004,1 + 28,93}{24 \cdot 3600}$$
$$Q_f = 81,74 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} = 81,74 \cdot 10^3$$

On a le coefficient $X = \frac{81,74}{69,79} = 1,17$

Remarque :

D'après les calculs, on remarque que le rapport X est dans la fourchette de 1,2 et 2, ce qui nous permettra d'accepter ce débit forcé.

Donc: $Q_f = 81,74 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} = 294,26 \text{ m}^3/\text{h}$

IV.4. Détermination du nombre de pompes :

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

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

Pour le choix des pompes on a deux types de pompe qu'on peut utiliser, des pompes centrifuges horizontales (produit de povale).

Donc notre choix sera basé sur le nombre et le type des pompes à utiliser. Les critères à respecter dans le choix sont:

-Nombre minimal de pompes

- Rendement plus important.
- NPSH requis minimum.
- Puissance absorbée minimale
- Le nombre de tours par minute sera le plus important

IV.4.1. Choix du nombre de pompes:

1/ pour n=1 :

Pour une seule pompe on a :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = 81,74 \cdot \frac{10^{-3}}{1} = 81,74 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} = 294,26 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$H_{cal} = 27,44 \text{ m}$$

2/ pour n=2 :

Pour deux pompes on a :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = 81,74 \cdot \frac{10^{-3}}{2} = 40,87 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} = 147,13 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$H_{cal} = 27,44 \text{ m}$$

3/ pour n=3 :

Pour trois pompes on a :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = 81,74 \cdot \frac{10^{-3}}{3} = 27,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} = 98 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$H_{cal} = 27,44 \text{ m}$$

Tableau IV.01. Variantes pour le choix du nombre de pompes

p	N	Q cal(l/s)	Hcal(m)	type de pompe	N%	N(tr/min)	Pabs (kw)	NPSHr
1	1	81,74	27,44	MEC-A3/125	73,4	1460	37	4,36
2	2	40,87	27,44	MEC-A4/100	74,9	1450	18,9	5,14
3	3	27,25	27,44	MEC-A1/65	66,3	2850	16,2	3,68

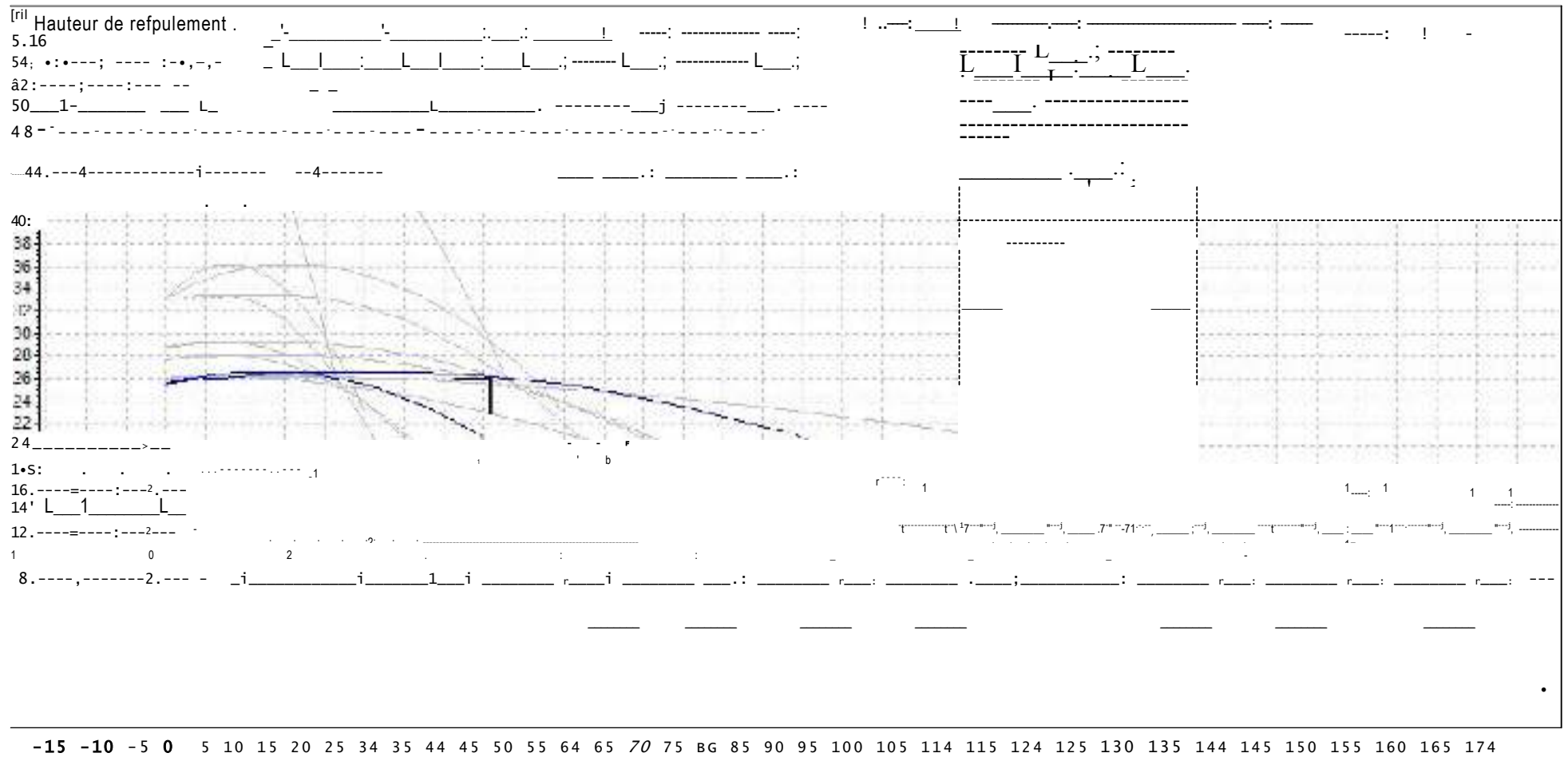
Donc la variante choisie est une pompe centrifuge horizontale (02), ayant les caractéristiques suivantes :

- Diamètre d'orifice d'aspiration $DNa = 125 \text{ mm}$
- Diamètre d'orifice refoulement $DNr = 100 \text{ mm}$
- Débit $Q = 40,87 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur manométrique totale $H = 27,44 \text{ m}$
- La vitesse de rotation $N = 1450 \text{ tr/min}$
- Puissance absorbée $Pa = 18,9 \text{ Kw}$.
- NPSHr = 5,14m
- Le rendement $\eta_1 = 74,9\%$

Remarque :

-Pour le nombre de pompes de secours, nous n'avons qu'une seule pompe vue que le nombre de pompes installées est inférieure à quatre ($N < 4$ ($N = 2$ pompes), une seule pompe de secours est à proposer) ;

- les courbes caractéristiques de la pompe utilisée sont consignées dans l'annexe IV-5



Annexe IV.1.Courbe caractéristique de la pompe

IV.5. Détermination de la hauteur admissible d'aspiration : La pompe est installée en aspiration

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

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

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

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

$$E_{asp} = \frac{h_{fr} \cdot L_{asp}}{D} = \frac{0,02 \cdot 5}{1,000} = 0,1$$

et

$$E_{hg} = (0,10 - 0,15) \cdot E_{hlin} = 0,15 \cdot 0,02 = 0,003$$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 40,87 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot (0,14)^2} = 5,2 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2 \cdot g} = \frac{5,2^2}{2 \cdot 9,81} = 0,136 \text{ m}$$

$$P_v = 0,183 \text{ à } 18^\circ \text{ c}$$

$$h_{ad} = 1,033 - 0,183 - 0,023 - 0,26 - 5,14 - 0,5 = 4,22 \text{ m}$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation. La cote de l'axe de la pompe donc est de :

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

$$= 125 + 4,22 - 0,1 = 129,12 \text{ m}$$

$$V_{axe} = 129,12 \text{ m}$$

IV.6. les dimensions de la pompe choisie :

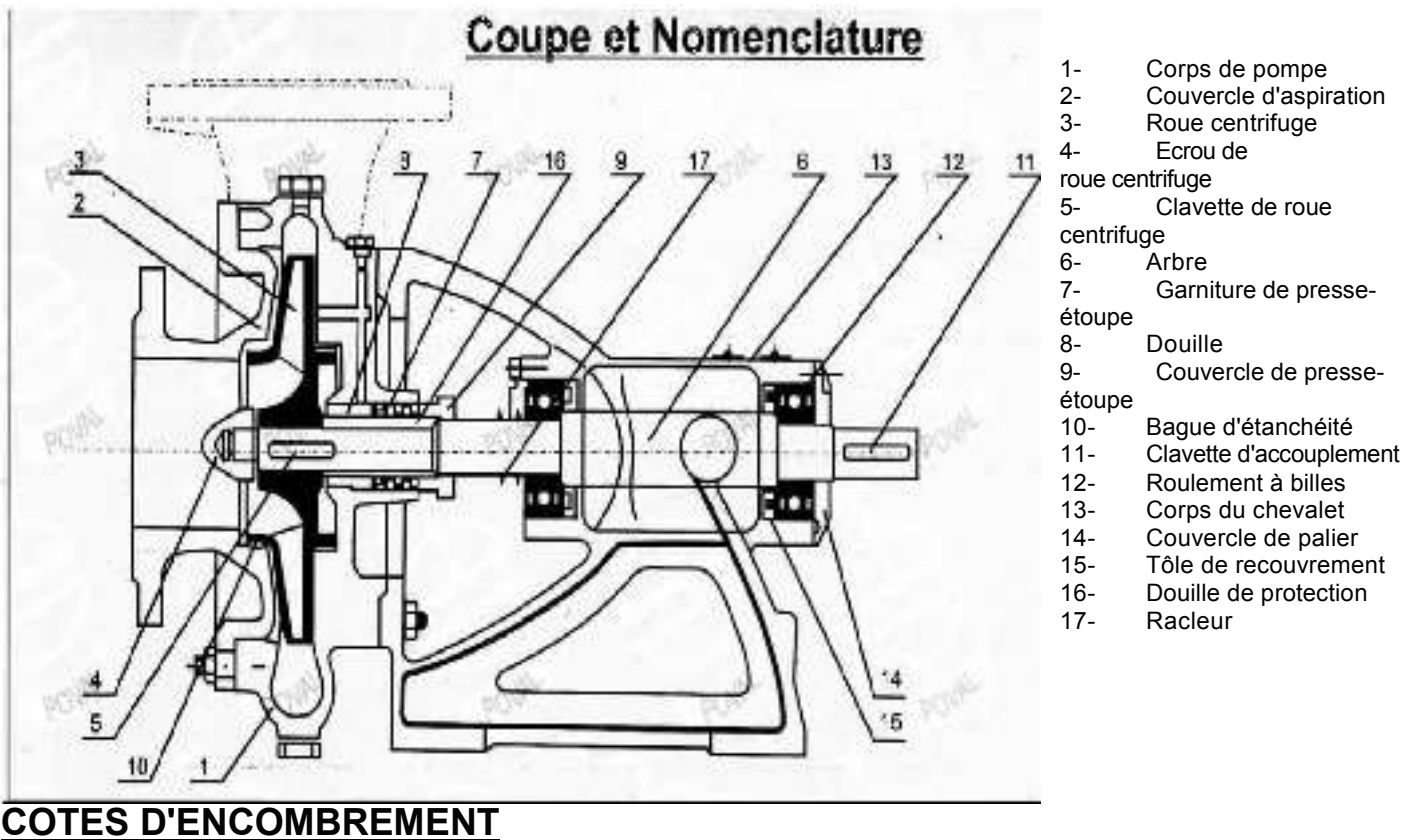


Fig IV.2. Schéma de la pompe utilisée

Tableau IV.2.les dimensions de la pompe choisie

Type de pompes	Pompe d.V											Pompe d.H				Tubulures intérieure
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L	O	M	N	P	Q	DNA -DN _R
8ONVA-230-8	1256	160	944	232	175	594	407	450	400	20	300	42	100	675	594	125 -100

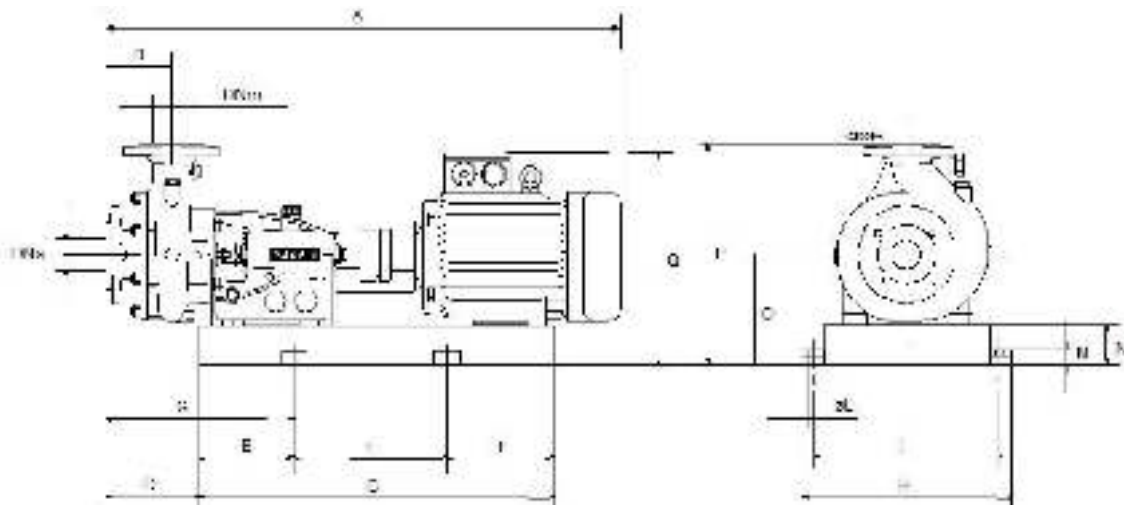


Fig.IV.3. Schéma des dimensions de la pompe utilisée

IV.7. Choix de l'équipement en amont et en aval des pompes :

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

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

IV.7.1. Equipement en amont:

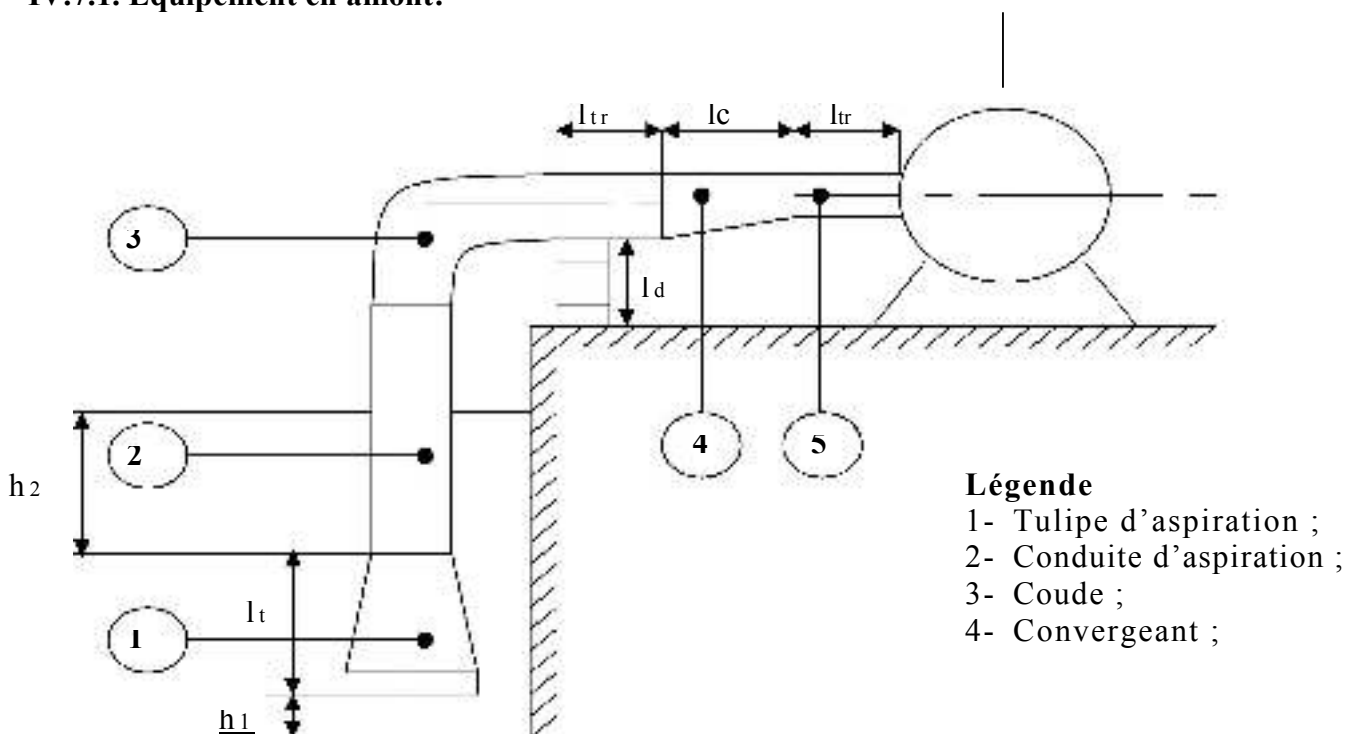


Fig.IV.4. Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe

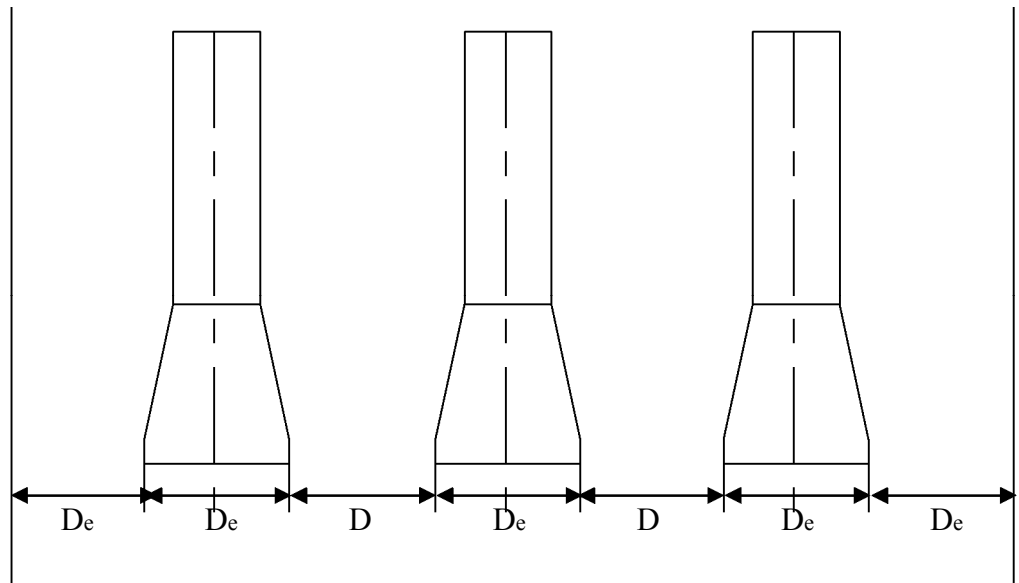


Fig.IV .5. Disposition des conduites d'aspiration dans le puisard

- l_t : Longueur du tulipe d'aspiration = $(3,5 \div 4) \cdot (D_a - d_a)$;
- l_{tr} : Longueur du tronçon avant et après le convergeant; $l_{tr} \geq 2D_a$;
- D_e : Diamètre du tulipe d'aspiration = $(1,2 \div 1,5)D_a$;
- D_a : Diamètre d'aspiration $D_a = 250$
- l_d : Hauteur de la buté portant la conduite, $l_d = 0,3\text{m}$ pour $D_a : 9500\text{mm}$;
- h_1 : Hauteur de la tulipe d'aspiration du fond du puisard, $h_1 \geq 0,8D_e$;
- h_2 : Distance entre la tulipe d'aspiration et le plan d'eau, $h_2 = 2 \cdot D_e$;
- D : Espacement entre les tulipes d'aspiration, $D = (1,5 \div 2) D_e$; La pente du collecteur d'aspiration doit être inférieure à 0,5% (0,005m/m)

Tableau V.3. les dimensions des équipements amont installés

Da (mm)	da (mm)	lt (m)	ltr (m)	De (mm)	ld (m)	h1 (m)	h2 (m)	D (m)
250	125	0,68	1,0	375	0,3	0,375	0,75	0,75

IV.7.2. Equipement en aval

Légende :

- 1- Divergeant;
- 2- Clapet anti-retour ;
- 3- Robinet vanne ;
- 4- Vanne de vidange ;
- 5- Conduite de refoulement ;
- 6- Buté.

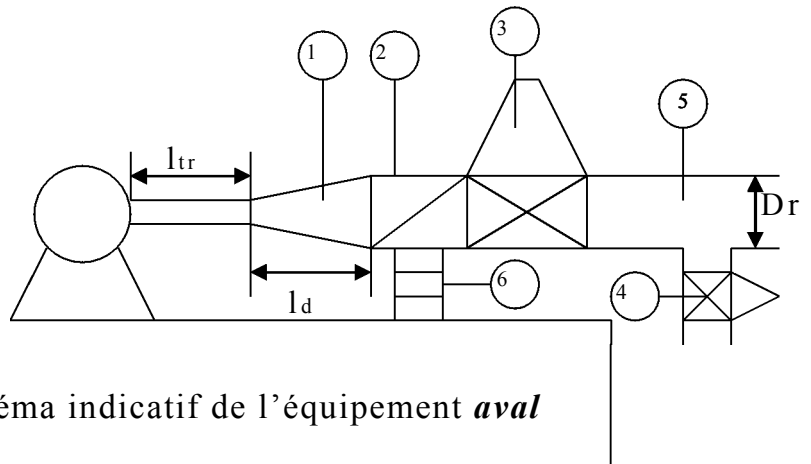


Fig.IV.6:Schéma indicatif de l'équipement *aval* de la pompe

On a donc :

l_{tr} : Longueur du tronçon venant avant et après la singularité : $l_{tr} = 2.D_r$

D_r : diamètre de la conduite de refoulement –conduite ;

l_d : Longueur du divergeant ; $l_d = (3,5 \div 4)(D_r - d_r)$;

d_r : Diamètre de refoulement (pompe) ;

Tableau IV.4.les dimensions des équipements aval installé

d_r (mm)	D_r (mm)	l_{tr} (m)	l_d (m)
100	250	0,5	0,68

On a : $v_r = \frac{4.Q_p}{\pi . D_r^2} = 4. \frac{(84,37 / 3600)}{3,14.0,2^2} = 0,745 / m/s$; $V_r = 0,745m/s$ vitesse admissible ;

IV.7.3. Robinet vanne

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

IV.7.4. Clapet anti-retour

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

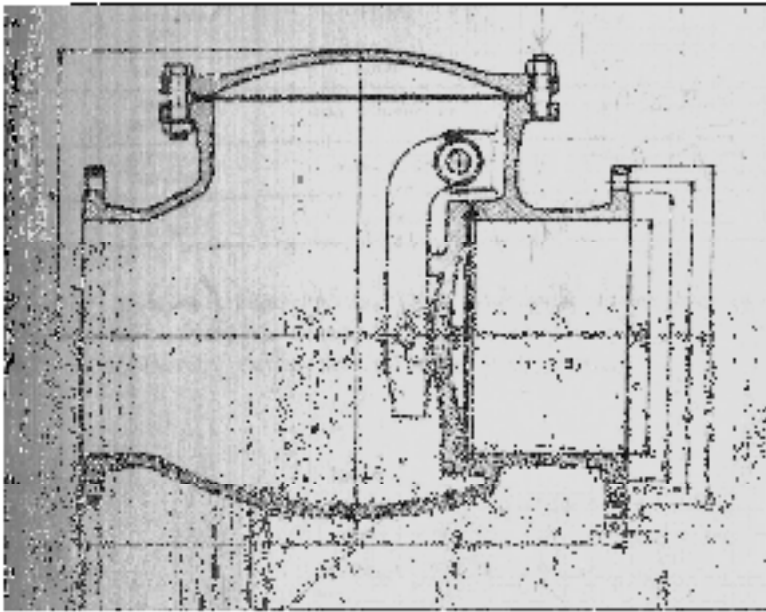


Fig. IV.7.1 : Clapet anti-retour

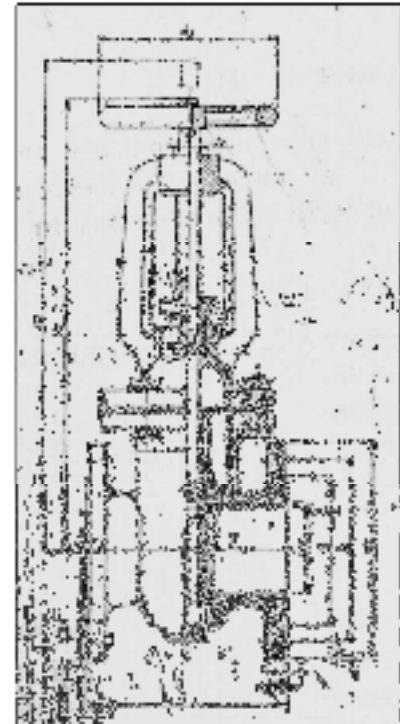


Fig IV.7.2 : Robinet vanne

IV.8. Détermination du diamètre économique de refoulement :

Nous avons choisi le tracé des conduites de refoulement en fonction des conditions locales; avec une distance la plus courte possible et la pente est imposée à 0,001.

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

Pour la détermination des collecteurs en charge, nous devons avoir les données suivantes :

- Graphique de pompage des eaux en fonction de la demande en eau
- En fonction du nombre de pompes principales et le schéma de raccordement des pompes

Le volume d'eau de pompage doit être supérieure ou égale au volume demandé.

Le volume de la demande est déterminé à partir du besoin en eau des cultures

Le débit demandé $Q_d = 81,74 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$, se qui nous permettra de déterminer les besoins journaliers du périmètre au mois de pointe

D'où $V_d = 7514,77 \text{ m}^3$

Le volume débité par la pompe est :

$V_p = 81,74 \cdot 10^{-3} \cdot 24 \cdot 3600 = 7062,34 \text{ m}^3$

Le débit du collecteur est déterminé par l'expression suivante :

$$qc = \frac{v \cdot a \cdot \eta_p}{2 \cdot T} = \frac{1,514 \cdot 11 \cdot 1002,5}{2 \cdot 24} = 303,3 \cdot \frac{69m}{h} = 84,358 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit de dimensionnement de chaque collecteur est: $qc = 84,358 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$

IV.8.1. Rendement de la station de pompage :

Le rendement de la station de pompage est lié à tous les équipements qui ont un rendement, comme le mode d'accouplement, le moteur électrique, la pompe choisie, et le rendement du réseau électrique. Donc le rendement de la station de pompage est donné par la formule suivante :

$$\eta_{sp} = \eta_p \cdot \eta_{mot} \cdot \eta_{ac} \cdot \eta_{res}$$

η_{sp} : Rendement de la station de pompage

η_p : Rendement de la pompe choisie = 0,75

η_{mot} : Rendement du moteur électrique = 0,93

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

η_{res} : Rendement du réseau électrique = 0,99

$$\eta_{sp} = 0,75 \cdot 0,93 \cdot 1 \cdot 0,99 = 0,69 = 69 \% \quad \eta_{sp} = 69\%$$

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

$$Kri = Ci + Tint \cdot Ki$$

Kri : Dépenses réduite annuelle en DA de variante i.

Ki : L'investissement pour la conduite de refoulement.

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

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

$$Ci = PE + aKi$$

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

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

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

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

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

Avec :

qc : Débit du collecteur moyen donner en m^3/s déterminer d'après les besoins en eau des cultures et le type de raccordement de pompes.

$$\eta_{hp_{ref}} = (1,05 - 1,1) \cdot \eta_{hp_{ref}^{fin}}$$

La formule : $h_p^{lin} = 1000 \cdot i \cdot L$

L : longueur de la conduite de refoulement;

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

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

$$D_{ref} = \frac{0,001735 \cdot qc^2}{v^5}$$

~~VI~~

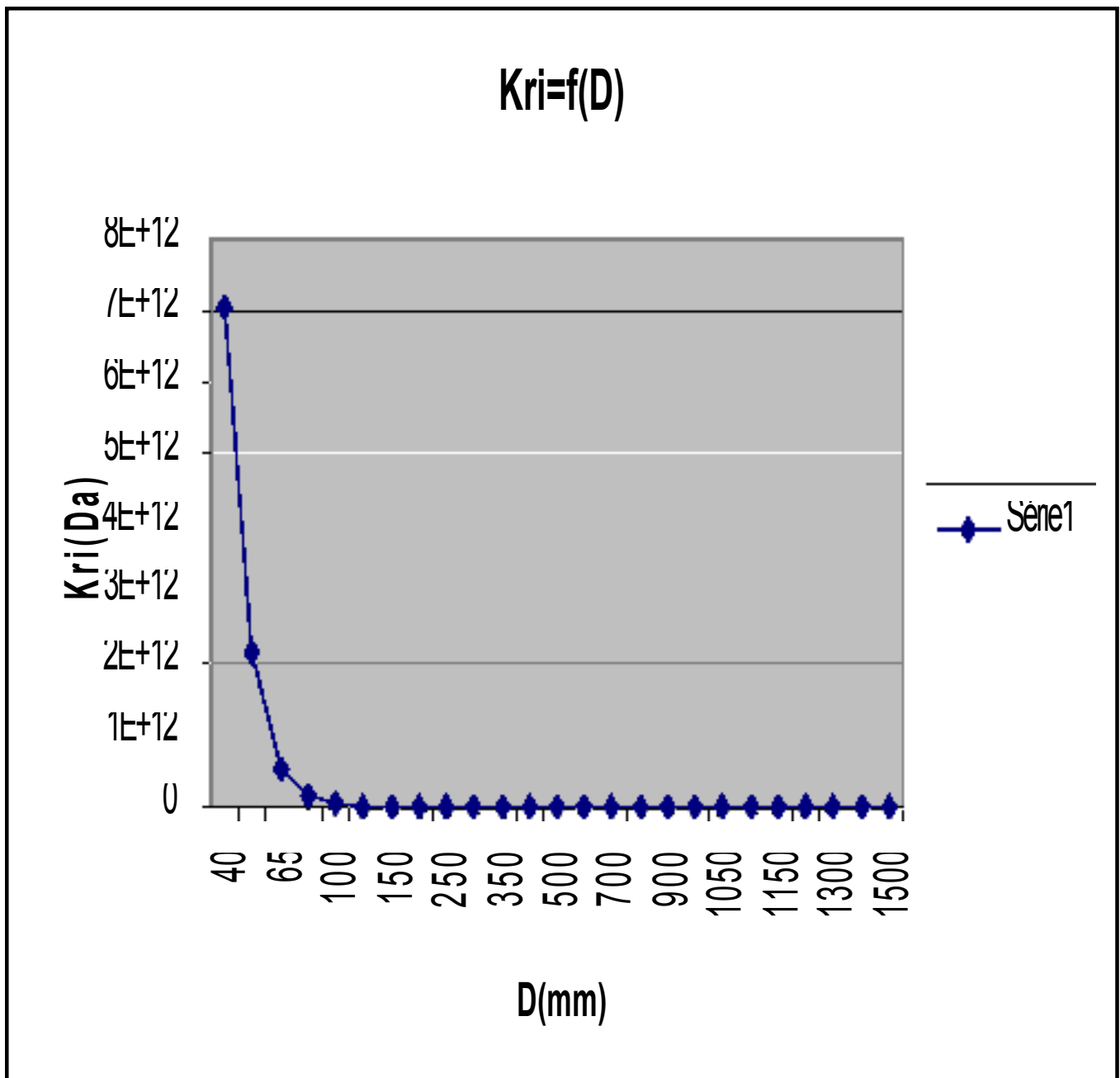
le tableau, le diamètre économique est de 250 mm. Avec une vitesse égale à 1,32 m/s, raison pour laquelle un tel diamètre est utilisé pour notre conduite de refoulement.

D'après nous avons opté donc pour un diamètre de refoulement de 250 mm (plan d'écoulement che N°5 le profil en long de la conduit de refoulement).

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

Tableau IV.5 : Détermination du diamètre économique de conduite de refoulement

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Graduim i	Ki	Y-hp	Y-hp	Ei	PE	aKi	Ci	Kri = Ki.T.Ci
			(Da)	(m)	(m)	(Kw.h)	(DA)	(Da)		
40	51,60	117,71	180	13536970,6	20305455,9	1,03287E+13	7,02354E+12	8,46	7,02354E+12	7,02354E+12
50	33,02	36,07	180	4148569,94	6222854,92	3,16537E+12	2,15245E+12	8,46	2,15245E+12	2,15245E+12
65	19,54	8,98	190	1032758,19	1549137,29	7,87997E+11	5,35838E+11	8,93	5,35838E+11	5,35838E+11
80	12,90	2,98	200	343607,4	515411,1	2,62173E+11	1,78278E+11	9,4	1,78278E+11	1,78278E+11
100	8,25	0,91	210	105302,684	157954,026	80346177232	54635400518	9,87	54635400527	54635400554
125	5,284	0,28	225	32271,29	48406,94	24623067151	16743685662	10,575	16743685673	16743685701
150	3,67	0,10	250	12278,79	18418,19	9368747740	6370748463	11,75	6370748475	6370748506
200	2,064	0,023	300	2672,88	4009,33	2039417969	1386804219	14,1	1386804233	1386804270
250	1,321	0,007	387	819,14	1228,70	625004540,6	425003087,6	18,189	425003105,8	425003154,2
300	0,917	0,003	440	345,85	518,77	263884794,1	179441660	20,68	179441680,7	179441735,7
350	0,674	0,0012	510	145,55	218,32	111054099,7	75516787,8	23,97	75516811,77	75516875,52
400	0,516	0,0006	570	68,383	102,57	52176325,73	35479901,5	26,79	35479928,29	35479999,54
500	0,330	0,00016	720	19,14	28,71	14604872,18	9931313,083	33,84	9931346,92	9931436,923
600	0,23	5,82877E-05	860	6,703	10,054	5114470,90	3477840,214	40,42	3477880,64	3477988,13
700	0,17	2,38798E-05	1050	2,746	4,12	2095338,51	1424830,191	49,35	1424879,54	1425010,79
800	0,13	1,09887E-05	1180	1,263	1,89	964201,97	655657,3405	55,46	655712,80	655860,30
900	0,10	5,53013E-06	1280	0,635	0,95	485242,71	329965,0471	60,16	330025,20	330185,20
1000	0,082	2,98811E-06	1600	0,343	0,51	262192,63	178290,9878	75,2	178366,18	178566,18
1050	0,07	2,24614E-06	1720	0,258	0,387	197088,43	134020,1366	80,84	134100,97	134315,97
1100	0,07	1,71065E-06	1820	0,196	0,295	150101,41	102068,9623	85,54	102154,50	102382,0023
1150	0,06	1,31848E-06	2000	0,151	0,227	115689,92	78669,14949	94	78763,14	79013,15
1200	0,057	1,02739E-06	2100	0,118	0,177	90148,71	61301,12561	98,7	61399,82	61662,32
1300	0,048	6,42452E-07	2180	0,073	0,110	56372,096	38333,02579	102,46	38435,48	38707,98
1400	0,042	4,15826E-07	2220	0,047	0,071	36486,77	24811,00924	104,34	24915,34	25192,85
1500	0,036	2,77274E-07	2300	0,031	0,047	24329,48	16544,05121	108,1	16652,15	16939,65



Grphe. IV.1. variation des dépenses annuelle réduites en fonction du diamètre

IV .9. Types des bâtiments des stations de pompage :

Les bâtiments des stations de pompage se différencient l'un à l'autre par les paramètres que nous avons mentionnés dans le paragraphe [précédent. et](#) parmi ces types de bâtiments, nous citons :

- Bâtiment type surface.

- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bâche mouillée avec une pompe noyée
- Bâtiment type bâche mouillée avec une pompe dénoyée
- Bâtiment type puits bloc.
- Bâtiment type bâche sèche
- Bâtiment type puits bâche sèche.

En Algérie, nous avons constaté que le type le plus fréquent et le plus utilisé est le bâtiment type surface. Et lorsque nous prenons en considération le type de sol qui est de nature Roc solide, nous pouvons dire que le type de notre bâtiment c'est un bâtiment de surface c'est à dire que tout l'ouvrage de la station est surélevé.

IV.9.1. Modalité de construction du bâtiment:

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

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

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

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

IV.9.2. Partie supérieure du bâtiment:

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

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

La longueur du bâtiment lb = 3, 6, 18, 21, 24 m

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

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

Pour les grandes stations de pompage dont la longueur dépasse 18 m, il est préférable de réaliser deux plates formes de montage.

Il est à noter aussi que pour faire la réalisation, certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité, sont à respecter.

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

- Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
- Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de $l > 2m$.
- Distance entre les armoires de commande

Dimensions des portes 3x3 ; 3,6x3,6 ; 4x3 ; 4,2x4 ; 4,8x5,4

- La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

IV.9.3. Dimensionnement du bâtiment:

a) La hauteur du bâtiment:

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

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

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

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

h_p : Hauteur de la pompe est égale à 620 mm = 0,62 m

$$h_5 = 0,62 + 0,5 + 0,4 = 1,52 \text{ m}$$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme.

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

h_7 : Hauteur de chariot

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

h_8 : Hauteur profilée

$$h_8 = 0,8 \text{ m}$$

h_9 : Hauteur de sécurité

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

Donc:

$$H_b = 1,52 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,32 \text{ m}$$

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

b) Largeur du bâtiment:

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

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

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

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

l_3 : longueur des accessoires à l'aspiration

l_4 : longueur des accessoires à la refoulement

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

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

l_p : Longueur de la pompe = 550 mm = 0,55 m

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

Pour l'aspiration nous avons :

$$L_c = 0,68 \text{ m}, l_{tr} = 1 \text{ m}.$$

Pour le refoulement nous avons :

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

$$l_b = 2.0,3 + 0,3 + 0,2 + 1 + 0,55 + 0,68 + 1 + 0,68 + 0,5 = 3,35\text{m}$$

$$l_b = 4 \text{ m}$$

c) La longueur du bâtiment:

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p.L + l_{int} + l_{p.f} + l_r + l_p$$

n_p : nombre de pompes = 3 pompes;

L : Longueur de la pompe+ moteur;

l_{int} : Distance entre deux pompes voisines;

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

l_p : Longueur du bureau du personnel

l_r : Longueur d'armoire électrique

$$L_b = 3.1,55 + 1 + 1,5 + 4 + 1,5 = 12,65$$

$$L_b = 13 \text{ m}$$

d) Distance entre les ranges des pompes et les groupes électriques :

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

Si $U > 1000$ volts \square

$L > 1,2$ m

Dans notre cas $U = 380$ volts \square $L < 1$ m, on prend: $L = 1$ m

e) Dimension de la marche des escaliers :

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

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

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

: 1/1,75 ou bien 1/1,15 on prend $i = 1/17,5$ cm

f) Bureau :

Bureau du chef d'exploitation

H : hauteur du bureau $H = 3$ m

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

Bureau du personnel :

H: hauteur du bureau $H=3\text{m}$

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

g) Plate forme de montage :

Elle sert à l'entretien du groupe électropompes. Sa longueur est égale à la largeur de la salle des machines :

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

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

Conclusion:

D'après Notre étude nous avons abouti à une conduite gravitaire de diamètre 400 mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'aux bache de reprise 81,74 l/s. Et conduite de refoulement de diamètre 600 mm qui transfère l'eau vers un réservoir de stockage avec une hauteur manométrique $HMT = 27,44 \text{ m}$, et nous avons pu déterminer le nombre et le type de pompe favorable aux conditions de refoulement de refoulement ainsi que les dimensions des dimensions des différents équipements en amont et en aval de la pompe. Et les dimensions du bâtiment.

Chapitre V :

Choix des techniques d'arrosage

V.1.Généralités :

L'irrigation est l'humidification artificielle du sol de telle manière que les plantes en tirent le maximum de profit ; en effet il existe plusieurs techniques pour la faire et chacune de ces techniques présente des avantages et des inconvénients.

V.2.Techniques d'arrosages des cultures:

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

Irrigation de surface (par gravité).

- Irrigation par aspersion.
- Irrigation souterraine.
- Irrigation localisée (goutte à goutte).
- Irrigation par ruissellement.

V.2.1. L'irrigation gravitaire :

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

V.2.1.1. L'irrigation par ruissellement :

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

V.2.1.2. L'irrigation par submersion : Elle se pratique en recouvrant le sol avec une couche d'eau épaisse qui séjournera le

temps nécessaire pour lequel l'eau s'infiltre à la profondeur utile. Cette profondeur est fonction des besoins nécessaires pour la croissance des plantes. Cette méthode reste valable dans le cas des terrains perméable et de pente inférieure à 2%.

a. Les avantages de la submersion

- Destruction des adventices

- Protection contre le gel

b. Les inconvénients de la submersion

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

V.3.1.3. l'irrigation par infiltration

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

a. les avantages

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

b. Les inconvénients

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

V.3.2. l'irrigation par aspersion

L'eau provient aux cultures sous forme de pluie artificielle, grâce au différents asperseurs alimentés en eau sous pression. Cette technique ne nécessite aucun nivellement de la surface à irriguer et assure l'aération de l'eau et du sol, C'est une méthode qui permet d'arroser convenablement des sols très perméables. Les systèmes issus de cette technique peuvent être soit mobiles ; semi-mobiles ou fixes.

a. Les avantages

- possibilité d'arroser tous les types de sols
- Ne nécessite aucun aménagement préalable de la surface à irriguer
- possibilités de réaliser des installations mobiles, susceptible de les déplacer suivant la nature des cultures, ce qui facilite la rotation culturales
- oxygénation de l'eau projetée en pluie, favorable dans le cas d'utilisation d'eaux résiduaires réductrices
- Provoque une forte oxygénation de l'eau projetée en pluie
- Economie d'eau
- Favorise les conditions ambiantes
- Possibilité d'automatisation du système d'irrigation
- Nécessite moins de mains d'œuvres

b. les inconvénients

- Coût très élevé (prix d'achat du matériel très important).
- Une évaporation intense si les gouttes d'eau sont fines
- Tassement du sol
- difficultés d'utilisation et efficacité réduite en région ventées
- Favorise le développement des mauvaises herbes
- Le déplacement des conduites après arrosage peut être difficile

- L'homogénéité de l'arrosage est dégradée si la vitesse de vent est importante
- En cas d'utilisation des eaux salées, il y'aura un danger pour le feuillage

V.3.3. l'irrigation localisée

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

Le réseau de distribution contient des rampes souples où demi-dures perforées ou munies à intervalles variables selon les cultures de dispositifs distributeurs tels que les ajutages ; les goutteurs et les mini- diffuseurs.

a. les Avantages

- Meilleur développement des cultures dû à l'humidification permanente de la couche active de sol
- bonne adaptation à l'utilisation des eaux salées,
- Economie d'eau et main d'œuvres (système fixe)
- Réduction des mauvaises herbes
- très faible besoin en main d'œuvre,
- coût d'entretien réduit,
- insensibilités au vent
- Réduction de l'évaporation
- Economie d'engrais
- mouille le sol que très partiellement, ce qui est favorable aux façon culturales
- Facile à automatiser
- raccourcit le cycle végétatif de la culture

b. Les inconvénients

- Coût très élevé du matériel
- Risque d'obstruction des goutteurs
- exige un haut degré de compétence à tous les niveaux de conception de l'installation et les conduites d- arrosages, par l'irrigant
- nécessite la filtration de l'eau d'irrigation
- fonctionne avec des matériels délicats à durée de vie relativement faible
- Apte seulement pour les cultures par rangée

V.3.3. Irrigation souterraine :

Elle fonctionne inversement au drainage; l'eau est envoyée sous légère pression dans des drains enterrés et remonte alors par capillarité. Le mode de distribution peut être varié :

- ❖ tuyaux très poreux continuellement en charge et laissant diffuser l'eau nécessaire dans le sol;
- ❖ Galeries ;
- ❖ Drains ordinaires ;

Dans le cas des arbres, les drains sont enterrés à une cinquantaine de centimètres.

V.3.5.1 Avantages

-
-
- très faible coût d'investissement et de fonctionnement, sur des parcelles

- préalablement équipées en drainage souterrain
- besoin en main d'œuvres insignifiants
- absence de matériel en surface d'où aucune gêne pour l'exploitant

- ne mouille pas le feuillage, ce qui est favorable du point de vue phytosanitaire
- ne mouille pas le sol, ce qui est favorable aux façons culturales

V.3.5.2 Les inconvénients

- maîtrise incomplète et aléatoire de l'alimentation hydrique des cultures, qui fait réserver cette technique aux productions à faible valeur ajoutée
- technique utilisable seulement dans certaines conditions pédologiques, sur des parcelles justiciables d'un drainage souterrain

V.4. Choix des techniques d'arrosage :

Le choix de l'un ou de l'autre de ces procédés ne peut se faire au hasard, mais sur la base d'une analyse bien détaillée de ces différents modes et leur degré de compatibilité avec les contraintes de la région considérée du point de vue agronomique, naturel, technique et socio-économique.

V.4.1. Les contraintes naturelles

V.4.1.1. L'évaporation

L'évaporation représente une contrainte très importante par le fait qu'elle entraîne des pertes d'eau importantes surtout sur les planches de ruissellement, ainsi que pour l'aspersion sur frondaison et cela est dû à la longue portée du jet d'eau.

V.4.1.2. Le vent

Le vent représente aussi une contrainte importante. Il favorise surtout l'irrigation de surface ou par gravité, par contre il est un facteur limitant pour l'irrigation par aspersion, c'est-à-dire que si la portée du jet d'eau est importante, la répartition de cette eau sur la surface du sol sera non uniforme. La lutte contre ce phénomène peut se faire par l'aménagement de brise-vents, notre zone d'étude est caractérisée par des vitesses faibles d'une part et moyenne d'autre part (2.92 m/s, en moyenne)

V.4.1.3. Le sol

Le sol est un élément intermédiaire entre la plante et l'eau, cependant le sol est un facteur qui représente une contrainte très importante qu'on doit prendre en considération pendant le choix du mode d'irrigation.



Le plus important de cette contrainte, la texture du sol et sa perméabilité dans un sol à texture fine où la perméabilité est faible.

Les sols de notre périmètre présentent une texture sablo-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.

V.4.1.4 Topographie

La topographie représente aussi une contrainte importante parmi les contraintes naturelles. Elle est caractérisée par la pente du terrain. Un terrain à faible pente est caractérisé par une faible vitesse d'écoulement soit dans les canaux, soit dans les rigoles ce qui provoque la poussée des mauvaises herbes. Donc il n'est pas nécessaire d'envisager l'irrigation de surface. Si la pente est très forte un problème d'érosion peut se poser, d'où dans les deux cas, l'irrigation par aspersion et par goutte à goutte qui seront adaptées.

La zone d'étude a une pente qui varie entre 1 et 3 % en général, donc cette dernière ne présente aucune contrainte particulière

V.4.2. Les contraintes techniques

- Qualification de main d'œuvre
- Entretien du matériel

V.4.3. Les contraintes agronomiques

Les types des cultures envisagées dans notre station sont constitués de fourrage, maraîchage, et arbre fruités (Agrumes), pour des raisons d'économie d'eau.

Nous retenons l'irrigation par aspersion pour les fourrages et les maraîchages, et l'irrigation localisée pour les agrumes.

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

Chapitre VI :

Dimensionnement du réseau d'irrigation

VI. Dimensionnement du réseau d'irrigation Par Goutte à goutte

Introduction

Dans un souci d'économie, et de conjoncture actuelle (pénurie d'eau, nouvelle orientation et aide de l'état) surtout en irrigation localisée, il nous a semblé utile, d'essayer de convertir l'irrigation par aspersion, préconisée au départ par la micro irrigation, notamment le goutte à goutte, sur un îlot type situé dans le secteur sud, comportant des agrumes. Le choix repose uniquement sur l'existence actuelle d'une telle culture.

La seconde motivation vient du fait que l'étude pédologique peut ressortir une grande majorité de terre à texture très fine, dont la perméabilité est faible voire très faible ; donc elle pourrait être mieux irriguée par goutte à goutte que par aspersion, surtout si les asperseurs sont mal choisis ce qui est très souvent le cas. La pluviométrie est supérieure à la perméabilité k . Ce qui entraîne encore des problèmes d'hydromorphie et par voie de conséquence une salinité secondaire (chapitre I).

Ainsi nous avons tenté de dimensionner, cet îlot non pas d'un point de vue hydraulique pure (diamètre de canalisation, perte de charge), mais sur l'aspect besoin en eau, et débit fictif continu nécessaire ultérieurement au dimensionnement des conduites.

Avant d'entamer ce dimensionnement, voici un bref aperçu sur la micro irrigation et ses avantages.

La micro-irrigation (ou irrigation localisée) est une expression qui caractérise un certain nombre de techniques nouvelles (en particulier et principalement l'irrigation dite "goutte à goutte") qui ont en commun les caractéristiques suivantes :

- Une alimentation en eau à proximité immédiate du système racinaire des plantes cultivées;
- L'utilisation souvent répétée et à la limite, continue de faibles débits instantanés;
- La limitation de la surface humectée du sol à ce qui semble strictement nécessaire, à l'exclusion de la portion du sol qui ne porte pas de plantes (limitation également du volume de sol humecté);

VI.1. Les avantages du goutte à goutte :

Le succès des arrosages localisés, et spécialement du "goutte à goutte", et dû à un certain nombre d'avantages qui apparaissent nettement, à condition que l'installation soit bien conduite.

Enfin, nous notons à coté de beaucoup d'avantages, un certain nombre d'inconvénients.

VI.1.1. Les divers avantages :

a. Efficience de l'eau :

Peu de pertes par évaporation, puisqu'il n'y a pas de trajectoire aérienne des gouttes d'eau, que le feuillage n'est pas humidifié initialement, qu'une partie de la surface du sol reste sèche, que la croissance des mauvaises herbes est très limitée et n'entraîne donc pas une consommation parasite.

Il n'y a pas de ruissellement, pas de débordement sur les parcelles voisines, les doses peuvent être mesurées avec précision, ce qui évite les pertes par percolation dans le sol. La répartition de l'eau n'est pas affectée par le vent, les irrégularités du terrain ne gênent pas. Pour toutes ces raisons, le rendement des quantités d'eau déversées est excellent.

b. Avantages agronomiques :

- L'humidité du sol au voisinage des racines reste élevée sans empêcher une bonne aération du sol;
- La fertilisation par des engrais incorporés à l'eau d'arrosage est aisée. C'est même pratiquement le seul procédé de fertilisation car, du fait qu'une grande partie de la surface du sol reste sèche, l'épandage d'engrais en surface serait peu efficace;
- L'atmosphère au voisinage des plantes n'est pas saturée d'humidité comme dans l'aspersion; cette sécheresse relative de l'air réduit la prolifération des insectes et la propagation de maladies cryptogamiques;
- Les mauvaises herbes se développent peu: sécheresse des interlignes ombre au voisinage des cultures.

A noter que, si s'installer quand même, elles sont difficiles à éliminer.

c. Avantages cultureux :

- Les activités culturelles ne sont pas gênées par les arrosages, ces activités sont d'ailleurs très réduites car il n'y a pas de croutage en surface, peu de mauvaises herbes, peu de tassement en profondeur et ruissellement en surface, donc pas d'érosion;
- Cette technique est compatible avec les cultures faites sous paille ou sous paillage plastique, les rampes se trouvant sous la couverture.

d. Avantages économiques :

Le prix de revient est très influencé par l'espacement des lignes:

- S'il s'agit de cultures à grands espacements, tels les vergers le prix de revient est nettement moins élevé que celui d'autres réseaux fixes, comme l'aspersion, à niveau d'automatisme égal;
- Lorsque la distance entre les lignes descend en dessous de 3m, le coût s'élève beaucoup et une étude économique comparative est indispensable.

VI.2. Caractéristiques techniques:

VI.2.1. Les paramètres de la micro irrigation:

Ces arrosages obéissent à des lois, au point de vue, doses, fréquences durée, analogues à celles qui régissent les autres systèmes.

La différence essentielle réside dans le fait qu'il ne s'agit plus d'humidifier uniformément la totalité du sol sur une profondeur donnée h , mais seulement une fraction p de cette surface sur cette même profondeur h , étudions donc les divers paramètres qui vont permettre à l'agronome de dimensionner son réseau, et en particulier de faire le choix du paramètre p .

VI.2.2. Fraction p de sol à humidifier :

Les diverses expériences conduites pour définir le choix du paramètre p sont encore très incomplètes.

En réalité l'optimum de p dépend de nombreuses variables dont la nature de la culture, la nature du sol arrosé, la pluviométrie de la région. On arrive aussi à un très large "fourchette" des valeurs admissibles ($0,20 < p < 1$).

Pour des cultures faiblement espacées, on peut être amené à humidifier la plus grande partie du sol ($0,80 < p < 100$) pour assurer de façon certaine l'alimentation de chaque plante.

- L'espacement entre goutteurs a été évalué approvisionnement à 80% de la plus grande dimension horizontale du bulbe humide.
- Des espacements plus petits n'ont aucune influence sur la valeur de p car on se rapproche d'une localisation linéaire.
- Lorsque l'irrigation est en conduite à fréquence élevée c'est-à-dire avec des doses faibles et souvent répétées, le développement horizontal de la zone humidifiée est moindre que pour des doses plus importantes.
- Dans le cas de rampes doubles, entrer avec l'écartement moyen entre rampes, c'est le cas des vergers avec une rampe de chaque côté des rangées d'arbres.

VI.3. Partie dimensionnement

Données générales

Cultures : Oliviers

- Espacement entre arbres : 4m
- Espacement entre arbres rangs : 5m
- Caractéristique de goutteur
- Débit nominale : 4l/h
- Pression nominale: 10mce

Caractéristique des données de bases

Temps maximum journalier de travail 8h/24h

Détermination des données de bases

Surface totale à irriguer $s(t) = 17$ ha

VI.3. Dimensionnement :

Pour le dimensionnement par goutte à goutte, un îlot type, situé en secteur sud de longueur $L = 640$ m a été choisi.

Largeur $l = 200$ m

S=17 ha

D'après les calculs des besoins en eau (chapitre III), nous avons défini le mois de pointe qui est le mois d'Aout :

Les besoins : **b=182,64 mm/mois**

VII.3.1. Besoins journaliers :

182,64

$$b = 3U = 6,09 \text{ mm / jour}$$

En irrigation localisée les besoins en eau vont être réduits :

$$b_j = b(0,10 + 0,9C_s)$$

CS=70% tq: les oliviers couvrent 70% du sol.

C_s : Couverture du sol

$$\text{AN: } b_j = 6,09(0,10 + 0,90.0,7) = 5,18 \text{ mm/j}$$

b_l=5,18mm/jour

VI.3.2. La dose pratique :

$$D_p = (H_{CC} - H_{PF}) Y . Z . P\%$$

Tel que :

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

n : Nombre de pointe de distribution par arbre;

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

S_h : Largeur de la bande humidifiée;

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre;

S_a : Espacement des arbres sur les rangs.

P%: Pourcentage du sol humidifié P% = 40% . **(Annexe 04)**

Les caractéristiques hydriques pour une telle texture sont:

H_{CC}=0,27 H_{CC} : humidité à la capacité au champ

H_{PF}=0,18 **(Annexe 06)**

$Y = \frac{2}{3}$ Y : degré de tarissement admis

Tel que :

Z=1500 mm Z : profondeur d'enracinement **(Annexe 06.07)**

$$D_p = 24 \text{ mm}$$

VI.3.3. La dose réelle nette:

$$D_{\text{nette}} = 90\% D_p$$

$$= 0,90 * 24 = 21,6$$

$$D_{\text{nette}} = 21,6 \text{ mm}$$

VI.3.4. La dose brute

$$\text{La dose brute} = \frac{\text{dose nette}}{C_u \cdot \eta}$$

C_u : coefficient d'uniformité η : efficacité, rendement du système

$$D_{\text{brut}} = \frac{21,6}{0,8 * 0,75} = 36 \text{ mm}$$

$$D_{\text{brute}} = 36 \text{ mm}$$

VI.3.5. Fréquence des arrosages :

$$T = \frac{L_a \cdot \text{dose nette}}{\text{besoin en eau}} = \frac{21,6}{5,18} = 5 \text{ jours}$$

$$T = 5 \text{ jours}$$

VI.3.6. La durée d'arrosage :

$$\text{La durée d'arrosage} = \frac{D_{\text{brute}} \times E_1 \times E_g}{I}$$

$$\text{La durée d' arrosage} = \frac{36 \cdot 1 \cdot 5}{2 \cdot 4} = 22,5 \text{ h}$$

La durée d'arrosage journalier $d_j = \frac{D_a}{T} = \frac{22,5}{5} = 4,5 \text{ h/j}$ donc on a :

$$d_j = 5 \text{ h/j}$$

VI.3.7. Nombre de poste :

$$\text{Nombre de poste} = \frac{T \cdot f}{d_j} = \frac{5 \cdot 4}{5} = 4$$

$$N_{\text{poste}} = 4 \text{ poste}$$

VI.3.8. Nombre de rampes:

Surface de la parcelle : $S_p = N_p = 17/4 = 4,25$ ha

Surface de la rampe : $A_r = L_r * S_r = 125 * 5 = 625$ m²

Nombre de rampes : $N_r = S_{\text{poste}} / A_r = 40$ rampe

On a 40 rampe pour chaque porte rampe, On peut vérifier par la formule suivante :

$$\text{Nombre de rampe} = \frac{\text{Longueur } 200}{\text{écartement } 5} = 40 \text{ rampe pour chaque porte rampe}$$

$$N_{\text{rampes}} = 40 \text{ rampes}$$

VI.3.9. Nombre de goutteurs par rampe:

$$N_g = \frac{L}{S_a} N_g a = \frac{125}{4} * 2 = 63$$

On prend

$$N_g = 63 \text{ goutteurs/ rampe}$$

VI.3.10. Porte rampe à Côté de la parcelle :

L'alimentation des rampes se fait à Côté de la parcelle d'une porte rampe

Longueur du rampe = 125 m

Nombre de goutteur dans la rampe = 63 goutteurs

Débit entête de rampe $Q = N_g * Q_g = 63 * 4 = 252$ l/h

$$Q_r = 252 \text{ l/h}$$

Débit de porte rampe

$$Q_{pr} = N_r * Q_r = 40 * 252 = 10080 \text{ l/h}$$

$$Q_{pr} = 10080 \text{ l/h}$$

VI.4. Calcul Hydraulique**VI.4.1. Débit**

$$Q_r = Q * N / r$$

Q_r : Débit de rampe

Q_g : Débit de goutteur

N_g/r : Nombre des goutteurs par rampe

Nr : Nombre des rampes

Qpr : Débit de porte rampe

VI.4.2. Pertes de charges

Pour la détermination des pertes de charges pour les différents , nous avons :

Dans une canalisation assurant un service d'extrémité :

$$j_{PEBD} = 0,478 * D^{-4,75} * Q^{1,75}$$

$$j_{PVC} = 0,452 * D^{-4,75} * Q^{1,75}$$

Dans une canalisation assurant un service en route :

$$J = j * \frac{L}{100}$$

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

Q : Débit (l/h)

D : diamètre intérieur de la canalisation (mm)

NB :

Phl : Perte de charge linéaire

PhS : Perte de charge singulière

Pht : Perte de charge totale

VI.4.3. Conditions hydrauliques

Variation maximale de débits entre goutteurs

Variation maximale de la pression $q = K * H^x$



Avec :

q_g Débit d'un goutteur

H_n Pression nominale

$$0,1 = 0,5 * \frac{q_g}{H_n} \quad \Delta H = 2 \text{ mce}$$

La valeur des pertes de charge singulières est estimée à 10% de la variation maximale de pression

$$P_{dc}(\text{sing}) = 2 * 0,1 = 0,2 \text{ mce} \quad P_{dc}(\text{sing}) = 0,2$$

$$P_{dc}(\text{linéaire}) = 2 - 0,2 = 1,8 \text{ mce} \quad P_{dc}(\text{linéaire}) = 1,8 \text{ mce}$$

La répartition de la perte de charge est :

$$P_{dc} \text{ de la porte rampe} = \frac{P_{dc} \text{ linéaire}}{3} = 0,6 \text{ m}$$

$$P_{dc} \text{ des rampes} = \frac{P_{dc} \text{ linéaire}}{2} = 1,2 \text{ m}$$

VI.4.4. Position de porte rampe

La valeur du diamètre de la rampe dépend de la position de la porte rampe. La porte rampe est au milieu pour les agrumes et dans le côté pour les oliviers

Tableau VI.1. caractéristique de la rampe

Cultures	L (m)	Ng	Qr (l/h)	pdc (m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	pdc (m)
Oliviers	125	63	252	1,2	14,11	16	0,015
Agrumes	130	65	260	1,2	14,39	16	0,016

Les valeurs de pertes de charges sont inférieures à 1, 2mce (la valeur maximale) **Tableau VI.2.** caractéristiques de la porte rampe

Cultures	Lpr (m)	Nr	Qpr (l/h)	pdc (m)	Dcal (m)	Dn (mm)	pdc (m)
Oliviers	200	40	10080	0,6	70,16	75,1	0,006
Agrumes	200	80	20800	0,6	91,63	100,4	0,006

Les valeurs de pertes de charges sont inférieures à 0,6m.c.e (la valeur maximale).

VI.2.5. Calcul de la canalisation secondaire

Le débit

Si On prend en considération l'irrigation de deux Ilots par deux Le débit de la conduite secondaire est de : $Q = 20160 \text{ l/h.}$

Les vitesses

On suppose que la vitesse pour tous les éléments du réseau est égale à 1,2 m/s

$$Q = V.S$$

$$S = Q/V = 0,0056/1,2 = 4,67.10^{-3} \text{ m}^2$$

Le diamètre

Le diamètre de la conduite principale est calculé par la formule

$$\text{suivante: } S = \pi d^2/4 ; d = 0,08$$

Pour la conduite secondaire :
On choisit un diamètre commercialisable de 100,4
mm. **DN= 100,4 mm**

Dimensionnement du réseau d'irrigation par aspersion

VII.1 détermination du diamètre d'ajutage, du nombre d'asperseur et du nombre de rampes:

VII.1.1 Le diamètre de l'ajutage :

La perméabilité du sol $K= 2,41.10^{-4}$ cm/s=8,7mm/h

On pose $p \leq lc$ tel que p : pluviométrie de la buse.

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

$$p = \frac{1,5 \cdot d}{1,04}$$

$$d = \frac{1,04 \cdot p}{1,5} = 6,4$$

D'après la fiche technique d'un arroseur (annexe 5), le diamètre de la buse normalisé le plus proche est de 6mm.

VII.1.2. la portée du jet

$$(L) : L = 3 \cdot d^{0,5} \cdot h^{0,25}$$

Tel que d : diamètre de la buse (mm)

h : pression à la buse (m)

$$L = 3 \cdot (6)^{0,5} \cdot (35)^{0,25} = 17,87 \quad L = 18 \text{ m}$$

Comme cette formule demande encore plus de précision, nous prenons comme valeur celle du catalogue (Annexe 05). Pour un diamètre de la buse de 6mm à une pression de 3,5 bars, la portée est de 18m.

VII.1.3. Calcul des écartements entre les rampes et arroseurs :

Les normes américaines recommandent l'écartement maximum suivant:

E_l entre les lignes d'arrosage : 1.3 à 1.02 L.

E_a entre les arroseurs sur la rampe : 0.8 à 0.5 L.

violent (<10Km/h).

Les valeurs minimales correspondent à des conditions de vitesse du vent assez dures (>15Km/h).

Notre zone d'étude présente des vitesses maximales du vents de l'ordre de 3,4 m/s = 12,24 Km/h, donc on prend les valeurs maximales :

$$E_i = 1,02 * 18 = 18 \text{ m}$$

$$E_a = 0,5 * 18 = 9 \text{ m}$$

les valeurs normalisées des écartements seront donc: $E_i = 18\text{m}$, $E_a = 12\text{m}$

D'après la fiche technique, la valeur de $(E_a \times E_i)$ correspond à $(18 \times 24) \text{ m}$

VII.1.4. Calcul du débit de l'asperseur :

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

$$q = 0,95 \frac{d^2}{4} \cdot g \cdot h \cdot 0,95 \frac{3,14 (7,10)^2}{4} \cdot 2,9 \cdot 8 \cdot 1,35 = 3,62 \text{ m}^3/\text{h}$$

Ou bien à partir du tableau de l'annexe 05, nous avons $q = 2,56 \text{ m}^3/\text{h}$

VII.1.5 Vérification de la pluviométrie de la buse :

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

$$p = \frac{q}{E_i \cdot E_a}$$

$$\frac{2,56}{18 \times 24} = 6 \text{ mm}$$

$$P = 6 \text{ mm/h} < 8,7 \text{ mm/h}$$

Donc le diamètre d de la buse assurera une pluviométrie $P \leq K = 8,7 \text{ mm/h}$

VII.1.6. Le temps nécessaire pour donner une dose par 1'asperseur :

Le temps T pour donner une dose sans dépasser la capacité d'infiltration se calcule par la relation suivante :

$$T = \frac{\text{dose}}{p}$$

La dose est la réserve facilement utilisable RFU en mm.

$$RFU = \frac{2}{3} (H_r - H_{pf}) \times h \times d_a$$

Tel que:

H_r : humidité au point de rétention.

H_{pf} : humidité au point de flétrissement.

h : profondeur racinaire.

d_a : densité apparente.

Pour la pomme de terre dans les sols Sablo-argileux, la réserve facilement utilisable

RFU = 40mm/m

La profondeur d'enracinement $h = 0,4m$

Le RFU pour la profondeur 0,4m sera:

$$RFU_{\text{pomme-terre}} = 0,4 \times 40 \times \frac{2}{3} = 37,3mm$$

RFU = 37mm = la Dose

Le temps nécessaire $\frac{\text{Dose}}{P} = \frac{37}{6} = 6,2 = 6h$

Donc on pourra adapter deux positions par jour pour un asperseur, ce qui donne un temps de fonctionnement d'un asperseur par jour égal à 12h.

VII.1.7. volume fourni par 1'asperseur pendant 1 mois:

$V = \text{nombre de positions par jour} \times \text{nombre de jour par mois} \times \text{dose} \times E \times E_a$

$$V = 2 \times 24 \times 0,037 \times 18 \times 24 = 767,23m^3$$

$$V = 767,23 m^3$$

VII.1.8. Volume à épandre en un mois sur toute la parcelle:

$V_t = \text{besoin mensuel en eau} \times S = m^3$.

$$V_t = 1826,4 \times 60000 = 10958,4m^3$$

VII.1.9. Le nombre d'asperseurs :

Le nombre d'asperseurs se calcule par le rapport entre toute la quantité d'eau à épandre durant le mois de pointe et la quantité que peut apporter un seul asperseur :

$$N = \frac{V_t}{V}$$

$$N = \frac{10958,4}{767,23} = 14,28$$

Donc le nombre d'asperseurs qu'on va utiliser est de $N=15$.

VII.1.10. calcul du nombre de rampes :

$$\text{La longueur de la rampe} = \frac{\text{Longueur Ea} \times 300}{2} = \frac{18141}{2} = 9070,5 \text{ m}$$

$$\text{Nombre d'asperseurs par rampe} = \frac{\text{Longueur rampe}}{\text{Longueur asperseur}} = \frac{9070,5}{1000} = 9,07 \Rightarrow \text{Nombre de rampes} = 10$$

$$N \sim 9$$

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

$$= 2,56 \times 9 = 23,04 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Nombre de position de rampes : } N_R = \frac{L}{E1} = \frac{200}{24} * 2 = 16,66$$

Nombre de poste :

$$N_p = N_r \times \frac{\text{nombre de bonde}}{N_R} = 8 \text{ Postes}$$

Le débit total par nombre de rampes : $23,04 \times 2 = 46,08 \text{ m}^3/\text{h}$

VII.2. Dimensionnement des canalisations:

VI.2.1. calcul des pertes de charge :

L'expression générale des pertes de charges linéaires dans les tubes est calculée généralement par une formule de type Manning:

$$j = a \frac{Q^b}{D^c}$$

- Avec :
- j : perte de charge unitaire en m/m
 - Q : débit en m³/s.
 - D : diamètre de la canalisation en m.

La formule de Manning correspond aux paramètres suivants :

$$a=10.294 n^2 ; \quad b=2 ; \quad c=5.333$$

Soit une rampe équipée de m asperseurs, implantés à un écartement E, avec un asperseur disposé à une distance E du début de la rampe. La perte de charge totale dans la rampe est :

$$j = \frac{a Q^b}{D^c} \left[E + \frac{1}{m} \right] i^b$$

m

□ □ i 1

On a $\frac{AH}{H} = 20\%$; H=3,5bars = 35 mce

$$\Delta H = 0,2 \times 35 = 7 \text{ m}$$

Le premier terme entre crochets représente la perte de charge unitaire j provoqué par le débit Q entrant dans la rampe de diamètre D.

Le deuxième terme peut définir une longueur fictive de la rampe L_f, pour laquelle il suffit de multiplier la perte de charge unitaire j pour obtenir la perte de charge totale de la rampe.

$$\Delta H = j L_f \Rightarrow j = \frac{\Delta H}{L_f} \text{ avec } : L_{fr} = L_r - E_a$$

$$L_{fr} = 150 - 18 = 132 \text{ m}$$

$$\text{avec } L_f = (L_{pr} - E_l + L_{rampe})$$

$$L_f = 200 - 24 + 150 = 326 \text{ m}$$

Soit Fc le rapport entre la longueur réelle de la rampe et la longueur fictive qui s'écrira :

$$F_c = \frac{L_r}{L_f} = \frac{1}{m} i^{\frac{b}{m}}$$

Cette équation peut être remplacée par une bonne approximation qui s'écrit :

1 □ 1
_ □

$b \square 1 \ 2 \square m$

$$\frac{\overline{b}}{6 \square m^2} .$$

Dans notre cas le premier asperseur d'une rampe va être disposé à une distance de son origine égale à la moitié de l'écartement E. le rapport L_f/L_r vaudra :

$$Fm \square \frac{Fc \frac{1}{2Lm}}{1 \frac{1}{2Lm}} \quad 1$$

En effet, du point de vu perte de charge, chacune des rampes de notre réseau est équivalente à une conduite portant un débit de 23,04 m³/h sur une longueur fictive égale à 132 m.

Pour l'asperseur le plus défavorisé, le trajet le plus long est donc de (200 – 24) + 150 = 326 m , en longueur réelle, et de (200 – 24) +132 = 308 m) en longueur fictive.

La pression de fonctionnement de l'asperseur est de 3.5 bars. L'application de la règle de **Christiansen** conduit à imposer une perte de charge maximale de 0.7 bars (7m .c. e) entre l'asperseur le plus défavorisé (à l'extrémité du trajet de 308 m) et l'asperseur le plus favorisé (au voisinage de la desserte). La perte de charge unitaire moyenne sur ce trajet serait donc :

$$i = \frac{7}{308} = 0,023 \text{ m/m}$$

VI.2 Diamètre de la conduite d'approche :

Les conduites en aluminium à accouplement rapide, disponible sur le marché ont les diamètres suivants : 49.9 ; 68.9 ; 75.1 ; 100.4 ; 125.5 ; 151 et 201.5mm.

Le diamètre minimum admissible se calculera sur la base de la vitesse maximale admissible (1.8 m/s) :

$$D = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 46,08}{\pi \cdot 1,8}} = 114,18 \text{ mm}$$

Seules les conduites de diamètre 100,4 à 201.5 mm respectent cette condition.

Les diamètres économiques se calculent sur la base des vitesses économiques (entre 1.25 et 1.5 m/s) : Q^2

$$104,23 \text{ mm} < D_{\text{éco}} < 114,18 \text{ mm.}$$

Cette condition fait apparaître que le diamètre 100,4 mm est le plus approprié.

Le diamètre pour lequel on admet une perte de charge maximale unitaire de 0.04m/m sera :

$$D = \sqrt[5]{\frac{0,00103 \cdot Q^5}{J \cdot 0,023 \cdot (3600)^2}} = \sqrt[5]{\frac{0,00103 \cdot (46,08)^5}{0,023 \cdot (3600)^2}} = 108,95 \text{ mm}$$

Seules les conduites de diamètre 125,5 à 201.5 mm respectent cette condition.

Les pertes de charge réelles dans la conduite d'approche, pour le diamètre 125.5 mm sont:

$$i = 0,00103 \cdot \frac{46,08^2}{3600^2 \cdot 0,125^5} = 0,011 \text{ m/m}$$

Le diamètre de la conduite d'approche est $D = 125,5 \text{ mm}$

$$\Delta h = i \cdot L = 0,011 \cdot 308 = 3,39 \text{ m}$$

La perte de charge totale sur la conduite d'approche est: 3,39m

VII.3. Diamètre de la rampe

$$i = \frac{0,00103 \cdot Q^5}{D^5 \cdot 0,023 \cdot (3600)^2} = \frac{0,00103 \cdot (23,04)^5}{0,0751^5 \cdot (3600)^2} = 0,042$$

$$i = 0,042 \text{ m/m}$$

$$Oh = i \cdot L_r = 0,042 \cdot 132 = 5,54 \text{ m}$$

La perte de charge disponible pour la rampe la plus défavorisée sera donc de :

$$7 - 5,54 = 1,46 \text{ m.}$$

La longueur fictive de la rampe étant de 132 m, la perte de charge unitaire disponible sera égale à :

$$i = \frac{1,46}{132} = 0,011 \text{ m/m}$$

13~

Le diamètre minimum admissible qui correspond à la vitesse maximum admissible sera égal à :

$$D_{min} = \sqrt[4]{\frac{Q}{1,8 \cdot V}} = \sqrt[4]{\frac{23,04}{1,8 \cdot 3600}} = 67,28 \text{ mm}$$

Les conduites qui correspondent à cette condition sont celles ayant des diamètres allant de 68.9 mm à 201.5 mm

Les diamètres à retenir suite aux conditions de vitesses économiques sont :

Pour $1.25 < v < 1.5 \text{ m/s}$ on a $80,74 > D_{\text{eco}} > 73,7 \text{ mm}$.

Donc le diamètre le plus approprié est $d = 75,1 \text{ mm}$.

Le diamètre pour lequel on admet une perte de charge maximale unitaire de 0.07 m/m est:

$$D_i = \sqrt[5]{\frac{0,00103 \cdot Q}{i}} = \sqrt[5]{\frac{0,00103 \cdot (3600)^2}{0,07}} = 96,47 \text{ mm}$$

Les diamètres qui correspondent à la condition sont ceux allant de $100,4 \text{ mm}$ jusqu'à $201,5 \text{ mm}$.

Le diamètre retenu pour la rampe et qui satisfait ces trois conditions est celui de $100,4 \text{ mm}$.

La perte de charge unitaire $i = \frac{a}{c} \frac{Q}{D}$ provoquée sur la rampe sera :

$$i = 0,00103 * \frac{23,04^2}{3600^2 \cdot 0,1004^{5,333}} = 8,89 \cdot 10^{-3} \text{ m/m}$$

Les pertes de charge sur la rampe :

$$\Delta h = i * L = 8,89 \cdot 10^{-3} * 132 = 1,17 \text{ m}$$

Les pertes de charge sur l'installation seront égales à :

$$4H_t = 4H \text{ conduite d'approche} + (2 \times 4H \text{ de la rampe})$$

$$4H_t = 3,39 + (2 \times 1,17) = 5,73 \text{ m}$$

VII.4. Calcul des diamètres des tronçons

Tronçon N°01 :

$Q_1 = 69,75 \text{ l/s}$



$Q_1 = VS$ tel que $S = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt[4]{\frac{4Q}{\pi V}}$ (supposons $V = 1,5 \text{ m/s}$)

$$D_1 = \sqrt[4]{\frac{4(0,0698)}{3,14 \cdot 1,5}} = 0,243 \text{ m}$$

$D_1 = 250 \text{ mm}$

Tronçon N°02 :

2. $Q_2=64,154 \text{ l/s}$

$$Q_2 = VS \text{ tel que } S = \frac{\pi D^2}{4} \frac{V}{4Q} \quad (\text{supposons } V=1,5\text{m/s})$$

$$D_2 = \sqrt{\frac{4(0,0642)}{3,14 \cdot 1,5}} = 0,233 \text{ m}$$

$D_2 = 250\text{mm}$.

Tronçon N°03 :

3. $Q_3 = 58,55 \text{ l/s}$

$$Q_3 = VS \text{ tel que } S = \frac{\pi D^2}{4} \frac{V}{4Q} \quad (\text{supposons } V=1,5\text{m/s})$$

$$D_3 = \sqrt{\frac{4(0,0586)}{3,14 \cdot 1,5}} = 0,223 \text{ m}$$

On prend $D_3 = 250\text{mm}$.

Tronçon N°04 : 4.

$Q_4 = 52,77 \text{ l/s}$

$$Q_4 = VS \text{ tel que } S = \frac{\pi D^2}{4} \frac{V}{4Q} \quad (\text{supposons } V=1,5\text{m/s})$$

$$D_4 = \sqrt{\frac{4(0,0528)}{3,14 \cdot 1,5}} = 0,211 \text{ m}$$

On prend $D_4 = 200\text{mm}$.

Tronçon N°05 :

5. $Q_5 = 47 \text{ l/s}$

$$Q_5 = VS \text{ tel que } S = \frac{\pi D^2}{4} \frac{V}{4Q} \quad (\text{supposons } V=1,5\text{m/s})$$

$$D_5 = \sqrt{\frac{4(0,047)}{3,14 \cdot 1,5}} = 0,200 \text{ m}$$

On prend $D_5 = 200\text{mm}$

Tronçon N°06 :

6. $Q_6 = 27 \text{ l/s}$

$$Q_6 = VS \text{ tel que } S = \frac{4Q^2}{\pi^2 D^5 V^3} \quad (\text{supposons } V=1,5\text{m/s})$$

$$D_6 = \sqrt[5]{\frac{4(0,027)}{3,14 \cdot 1,5^3}} = 0,151 \text{ m}$$

On prend $D_6=150\text{mm}$

Chapitre VII :

Calcul technico-économique

Calcul technico-économique

VIII-1- Introduction

Tout projet important doit être replacé dans le contexte économique régional ou national dans lequel il s'insère. L'étude des relations entre le projet et son environnement portera en particulier sur les marchés potentiels susceptibles de constituer un débouché pour un accroissement de production agricole et sur l'adéquation des circuits existants de transformation et de commercialisation.

Dans cette partie de l'étude nous essayons d'évaluation le coût estimatif de notre projet, pour ce la, il faut tenir compte de l'investissement, des frais d'exploitation et de l'efficacité des systèmes d'irrigation.

VIII-2- Investissement

VIII-2-1- Dépenses de construction

Les dépenses de construction sont mentionnées dans le tableau suivant:

Tableau VII-1- Dépenses de construction

pièce	unité de mesure	Quantité	prix unitaire (DA)	montant (DA)
Tube 016 PEBD	m/l	55800	14,77	824166
Tube 020 PEHD	m/l	24576	19,24	472842,24
Tube 063 PEHD	m/l	232	96,22	22323,04
Tube 075 PEHD	m/l	1400	105,34	147476
Tube 090 PEHD	m/l	368	114,78	42239,04
Tube 0110 PEHD	m/l	830	196,16	162812,8
Tube 0160 PEHD	m/l	1118	267,18	298707,24
Tube 0200 PEHD	m/l	304	320	97280
Tube 0250 PEHD	m/l	1084	370	401080
Filtre	un	1	15432,77	15432,77
Coude 90° 0160	un	6	4179,76	25078,56
TE 0 40	un	4	427,46	1709,84
TE 0160	un	2	7603	15206
Vanne 0160	un	2	11524,62	23049,24
Vanne 040	un	2	4693,6	9387,2
Goutteur réglable	un	1536	3,5	5376
Bassin d'irrigation	DA/m3	1	120000	120000
Fertiliseur	un	1	23731,2	23731,2
Total (DA)				2707897,17

VIII-2-2- Dépenses des équipements et travaux imprévus

Elles peuvent être estimées à 5 % des dépenses de construction, soit: S_{eti}
 $= 5.329110/100 = 16455.5$ DA.

VIII-2-3- Frais de transport , manutention et stockage

Ils sont estimés à 20 % de $(S_c + S_{eti})$ c'est à dire :

$$S_{tms} = 20.329110/100 = 65822$$
 DA

VIII-2-3- Frais d'études

$$S_e = S_{c.h} \times F_n$$

Avec :

$S_{c.h}$: dépenses d'études pour un hectare (DA/ ha)

F_n : Surface nette irriguée en (ha)

On aura donc :

$$S_{c.h} = 4500$$
 DA

d'où l'investissement

$$S_i = S_c + S_{eti} + S_{tms} + S_e$$

et donc

$$S_i = 16455.5 + 65822 + 4500 = 86777.5$$
 DA.

Les investissements unitaires seront alors de :

$$S_{iu} = 86777.5/3 = 28925.3$$
 DA.

VIII.3.Conclusion

D'après le coût de la projection des réseaux obtenu, nous constatons que l'estimation du projet de dimensionnement du réseau d'irrigation du périmètre du HAMAMA est très élevée. Cette élévation est due à l'utilisation, d'un nombre assez important de conduites, et à la filtration qui demande des équipements trop chers.

Conclusion

Conclusion générale

L'objectif de notre projet est de proposer l'étude et dimensionnement du réseau d'irrigation sur une zone agricole qui s'appelle HAMAMA dans la région de Béni rached w.chlef, dans le but d'assurer une répartition de l'eau de façon uniforme et économique, facteur le plus essentiel dans une telle étude.

L'étude du climat (précipitation – température), montre que notre région a une période pluvieuse qui débute d'octobre à avril avec une moyenne de 360 mm/an et une température de 15,82 °C en hiver et 26,85 °C en été. Donc on aura un climat semi-aride à deux saisons, la saison humide (octobre à avril) et la saison sèche (mai à septembre) qui est la période où l'irrigation est nécessaire.

L'étude montre qu'on a un sol lourd (argileux-sableux), pas salé avec une faible quantité de matière organique et assez imperméable.

L'étude hydrogéologique indique une nappe profonde, donc comme avantage pour nous le problème de la remontée de la nappe est éliminé et n'influe pas sur la zone des racines. Par l'ajustement par la loi de Gauss on a déterminé la série pluviométrique annuelle qu'on doit prendre pour notre calcul

Les analyses de l'eau d'irrigation indiquent que notre eau d'irrigation a une salinité moyenne, faiblement alcaline et peu de danger de toxicité au futur.

Suivant les résultats caractérisant la région, nous avons choisi des cultures adaptée avec les donnés climatiques et agro pédologiques.

La détermination des besoins en eau d'irrigation se fait à partir de la détermination de l'évapotranspiration par la méthode de Penman, le calcul des besoins en eau d'irrigation fait par deux méthodes différentes pour les cultures d'assolement et l'arboriculture. Les doses d'irrigation sont données par différentes techniques d'arrosage adaptées pour les caractéristiques de notre parcelle, l'irrigation par aspersion pour les cultures d'assolement et l'irrigation localisée pour l'arboriculture.

Ces techniques d'arrosage utilisent des équipements qui présentent plusieurs avantages dans le coté exploitation d'une façon économique et rationnelle de la source d'eau et permettra ainsi l'augmentation de production agricole et ce la par :

Conclusion

L'augmentation de la surface irriguée.

L'augmentation du rendement des cultures.

D'autre part, on peut dire que ces deux techniques d'arrosage sont plus adaptées dans notre pays d'après le contexte actuel de la sécheresse des dernières années et le développement au niveau de l'économie national, l'encouragement à l'utilisation des méthodes d'irrigation performantes et permettant des économies en eau.

Le choix de type de réseau d'irrigation et le matériau constitutif des conduites se fait à partir des techniques d'arrosage utilisées.

En fin comme pour tous les projets, on a fait une estimation du coût de la projection des deux réseaux, ainsi l'étude économique montre les investissements sont plus importants au niveau du goutte à goutte par rapport à l'aspersion, d'où une période d'amortissement plus long.

Bibliographie :

- ***BAHBOUH L.S**, Cours et travaux pratiques d'agro pédologie, 3^{ème} Année Blida, ENSH,2011
- ***BOULAINÉ .J**, Pédologie appliquée, Masson, paris, 1980
- ***Bulletin N°03 FAO**,Calcul des besoins en eau des cultures
- ***B.Touaibia**, Manuel pratique d'hydrologie, ENSH : 2012-2013
- ***BONIN.J**,Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine,Édition Eyrolles,parie ,1982
- * **ZELLA.L**, Micro-irrigation- théorie et application, Office des publication Universitaire, 1^{ère}édition, Alger, 2004

- ***Dénis Baize**, Guide des analyses en pédologie, 2eme édition (Édition INRA 2000)
- ***DUCHAUFOUR. PH**, abrégé de pédologie, Masson, paris, 1988.
- ***DHW de CHLEF**, 2013
- ***Moteurs asynchrones triphasés** de 0,1à 450 KW Catalogue techniques.
- ***QUALITEDESEAUXD'IRRIGATION** :BulletinFAO d'irrigation et drainage (N29°).

ANNEXE 1

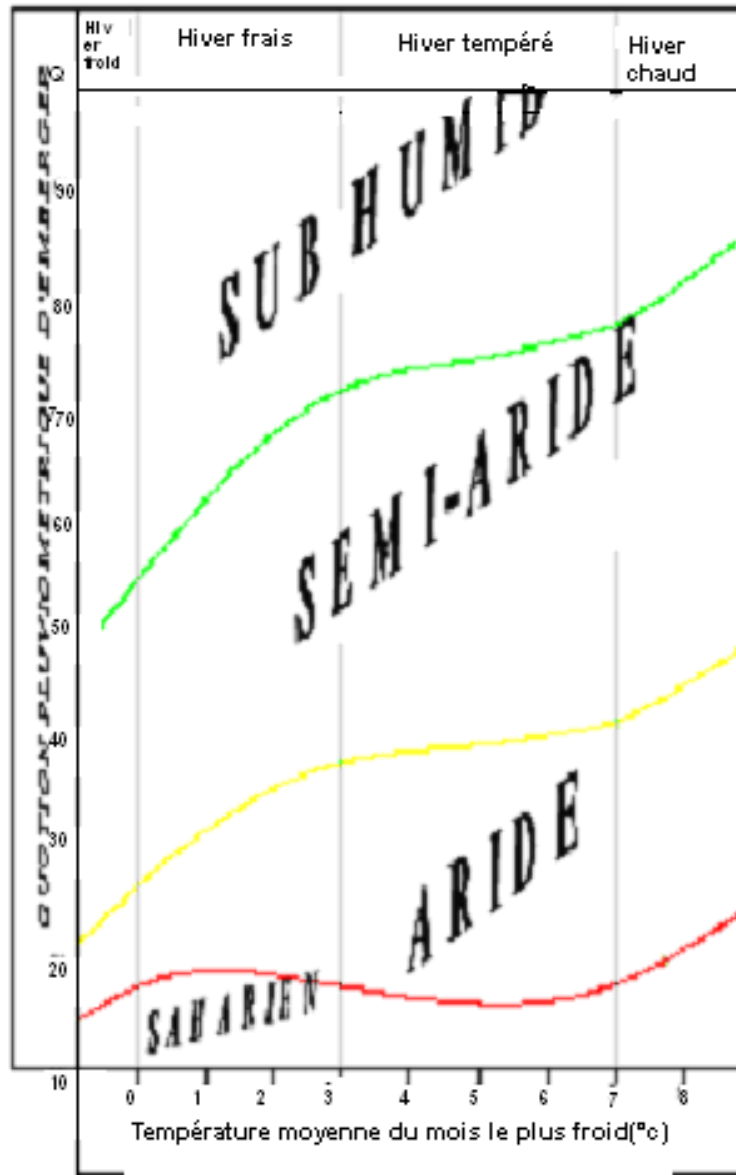
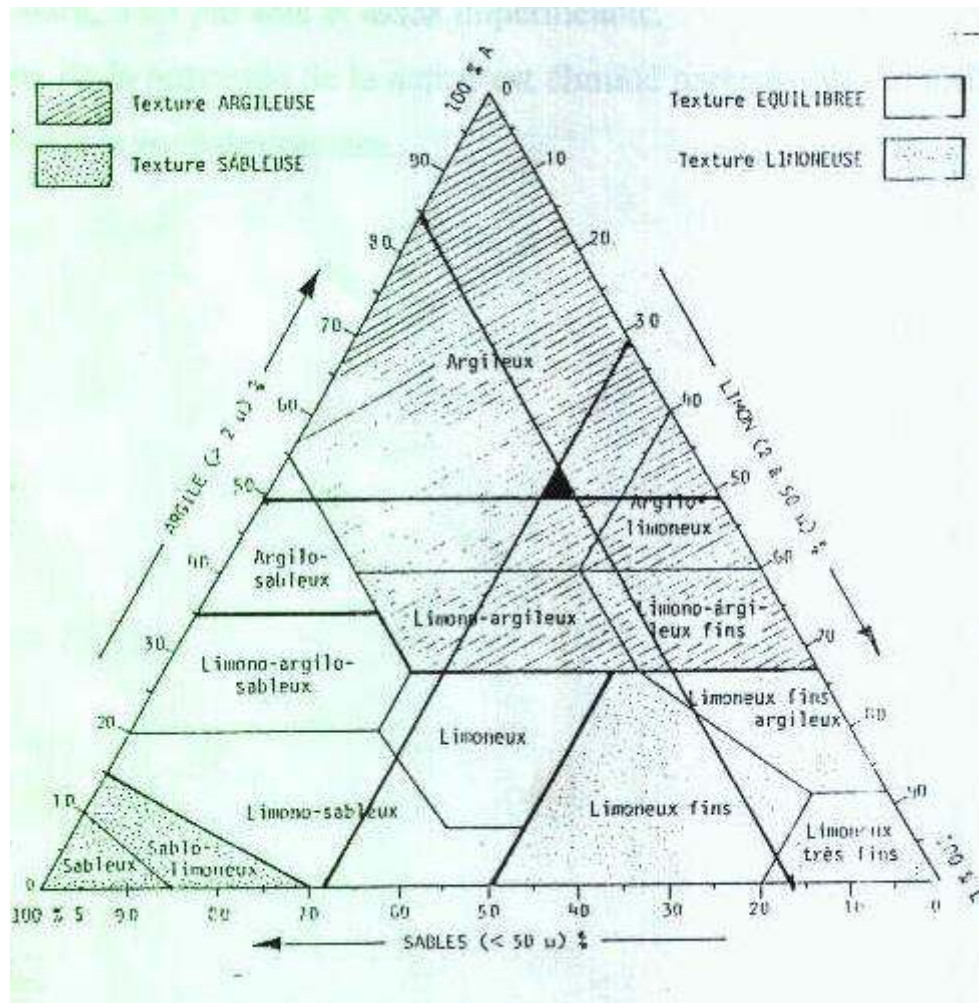


Diagramme bioclimatique d'Emberger

ANNEXE 2



Triangle de texture

ANNEXE 3

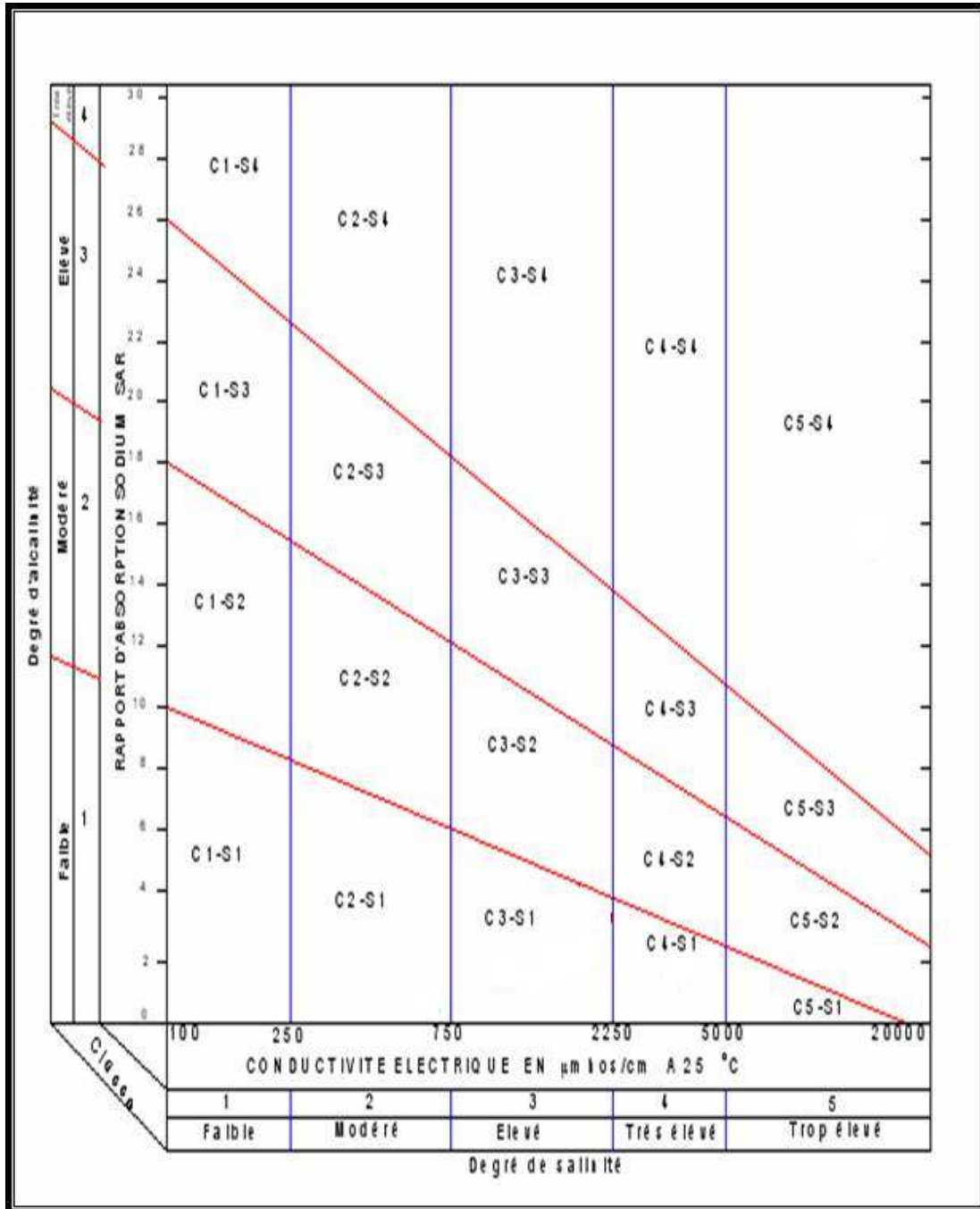


Diagramme de classification des eaux d'irrigation

ANNEXE:4

GUIDE D'ESTIMATION DE P

(p = pourcentage de sol humidifié pour divers débits de distributeurs et divers espacements entre rampes et entre distributeurs dans le cas d'une seule rampe, rectiligne, équipée de distributeurs uniformément espacés délivrant une dose de 40 mm par arrosage sur l'ensemble de la surface)

Ecartement entre rampes S _i en m	Débit des distributeurs														
	moins de 1,5 l/h			2 l/h			4 l/h			8 l/h			Plus de 12 l/h		
	Espacement recommandé des distributeurs sur la rampe, S _d en m														
	en sol de texture grossière (G), moyenne (M), fine (F)														
	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F
0,2	0,5	0,9	0,3	0,7	1,0	0,6	1,0	1,3	1,0	1,3	1,7	1,3	1,6	2,0	
Pourcentage en sol humidifié p %															
0,8	38	88	100	50	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1,0	33	70	100	40	80	100	80	100	100	100	100	100	100	100	100
1,2	25	58	92	33	67	100	67	100	100	100	100	100	100	100	100
1,5	20	47	73	26	53	80	53	80	100	80	100	100	100	100	100
2,0	15	35	55	20	40	60	40	60	80	60	80	100	80	100	100
2,5	12	28	44	16	32	48	32	48	64	48	64	80	64	80	100
3,0	10	23	37	13	26	40	26	40	53	40	53	67	53	67	80
3,5	9	20	31	11	23	34	23	34	46	34	46	57	46	57	68
4,0	8	18	28	10	20	30	20	30	40	30	40	50	40	50	60
4,5	7	16	24	9	18	26	18	26	36	26	36	44	36	44	53
5,0	6	14	22	8	16	24	16	24	32	24	32	40	32	40	48
6,0	5	12	18	7	14	20	14	20	27	20	27	34	27	34	40

ANNEXE 6

Caractéristiques hydriques de quelques sols

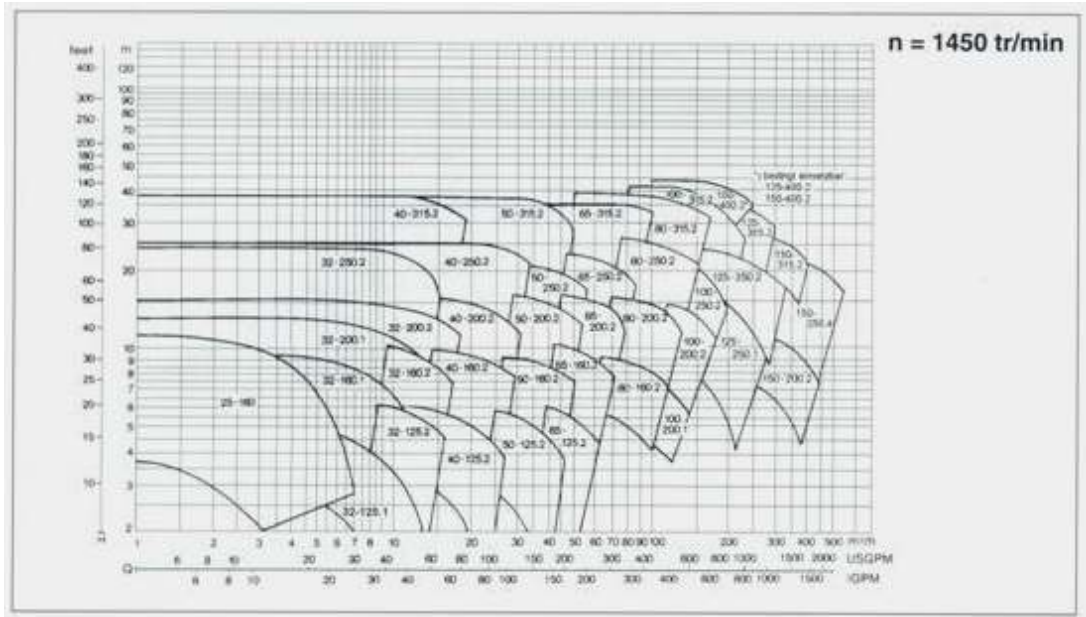
Texture	Humidités pondérales en % du poids sec			Réserve utile volumétrique en mm/m
	à la rétention HCC	du flétrissement HPF	disponible HCC-HPF	
Sableuse	9 (6 à 12)*	4 (2 à 6)*	5 (4 à 6)*	85 (70 à 100)*
Sablo-limoneuse	14 (10 à 18)	6 (4 à 8)	8 (6 à 10)	120 (90 à 150)
Limoneuse	22 (18 à 26)	10 (8 à 12)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

ANNEXE 7

Valeurs minimales et maximales de Z pour diverses cultures

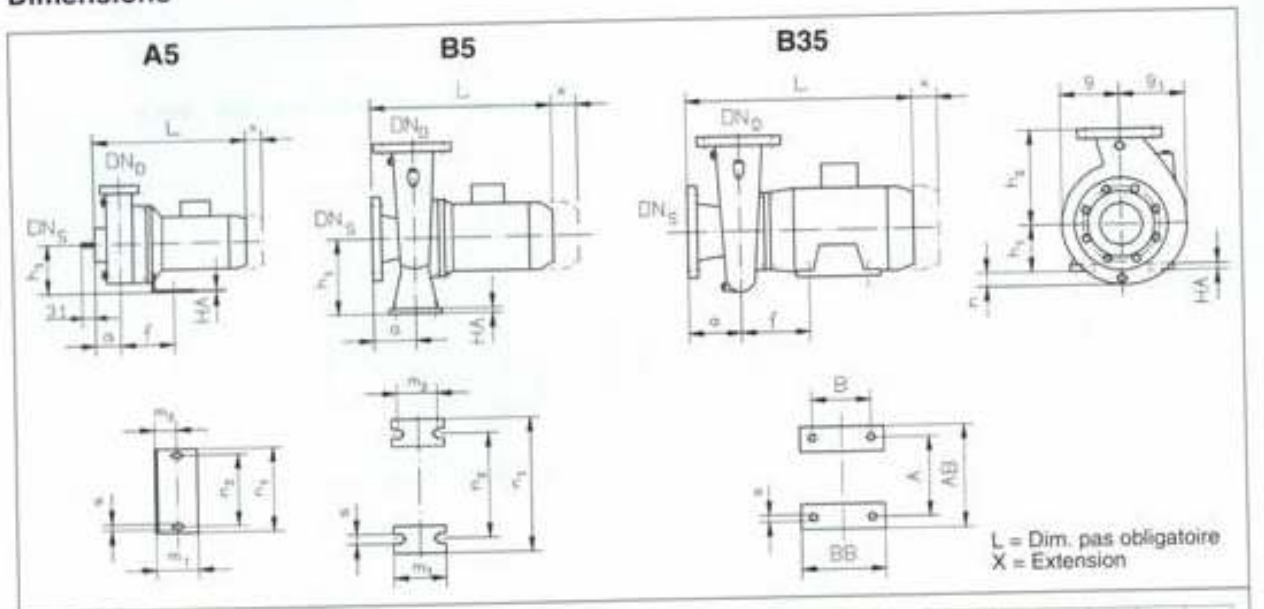
Cultures	Z m
Tomates	1 - 1,2
Cultures maraîchères	0,3 - 0,6
Agrumes	1 - 1,2
Arbres fruitiers à feuilles caduques	1 - 2
Vigne	1 - 3

ANNEXE 8



Courbes caractéristiques pour le choix de la pompe

Dimensions



Type	Forme	KW	Pôles	Type du moteur	Modes d'exécution	DN _s /DN _d (PN 10)	a	L	x	n	g	h ₁	h ₂	m ₁	m ₂	m ₃	n ₁	n ₂	s	Garniture	Poids kg	
40-125	BS	0,55	4	90 A	B 5	65/40	80	410	112	-	120	112	100	140	-	-	-	-	14	20	-	27
40-160	BS	0,75	4	90 B	B 5	65/40	80	410	115	-	130	132	100	70	240	190	-	-	14	28	-	34
40-160	BS	1,1	4	90 S	B 5	65/40	80	460	115	-	125	160	-	-	-	-	-	-	14	28	-	37
40-160	BS	1,5	4	90 L	B 5	65/40	80	460	115	-	130	132	100	70	240	190	-	-	14	28	-	38
40-200	BS	0,75	4	90 B	B 5	65/40	100	430	78	-	140	160	100	70	265	212	-	-	14	28	-	39
40-200	BS	1,1	4	90 S	B 5	65/40	100	480	78	-	140	160	100	70	265	212	-	-	14	28	-	42
40-200	BS	1,5	4	90 L	B 5	65/40	100	480	78	-	140	160	100	70	265	212	-	-	14	28	-	43
40-200	BS	2,2	4	100 L	B 35	65/40	100	505	78	36	140	100	-	-	-	-	-	-	12	28	-	49
40-200	BS	3	4	100 L	B 35	65/40	100	505	78	36	140	100	-	-	-	-	-	-	12	28	-	51
40-250	BS	1,5	4	90 L	B 5	65/40	100	480	83	-	170	225	-	-	-	-	-	-	14	28	-	53
40-250	BS	2,2	4	100 L	B 35	65/40	100	505	83	66	170	100	-	-	-	-	-	-	12	28	-	59
40-250	BS	3	4	100 L	B 35	65/40	100	505	83	66	170	100	-	-	-	-	-	-	12	28	-	61
40-250	BS	4	4	112 M	B 35	65/40	100	515	83	54	170	112	-	-	-	-	-	-	12	28	-	66
40-315	BS	4	4	112 M	B 35	65/40	125	540	75	88	200	112	-	-	-	-	-	-	12	40	-	67
40-315	BS	5,5	4	132 S	B 35	65/40	125	621	75	88	200	132	-	-	-	-	-	-	12	40	-	94
50-125	BS	0,75	4	90 B	B 5	65/50	100	430	128	-	134	132	100	70	240	190	-	-	14	28	-	37
50-125	BS	1,1	4	90 S	B 5	65/50	100	480	128	-	134	132	100	70	240	190	-	-	14	28	-	36
50-125	BS	1,5	4	90 L	B 5	65/50	100	480	128	-	134	132	100	70	240	190	-	-	14	28	-	33
50-160	BS	0,75	4	90 B	B 5	65/50	100	430	128	-	150	160	100	70	265	212	-	-	14	28	-	39
50-160	BS	1,1	4	90 S	B 5	65/50	100	480	128	-	150	160	100	70	265	212	-	-	14	28	-	42
50-160	BS	1,5	4	90 L	B 5	65/50	100	480	128	-	150	160	100	70	265	212	-	-	14	28	-	43
50-160	BS	2,2	4	100 L	B 35	65/50	100	505	128	39	150	100	-	-	-	-	-	-	12	28	-	49
50-160	BS	3	4	100 L	B 35	65/50	100	505	128	39	150	100	-	-	-	-	-	-	12	28	-	51
50-200	BS	1,1	4	90 S	B 5	65/50	100	480	110	-	140	200	-	-	-	-	-	-	12	28	-	44
50-200	BS	1,5	4	90 L	B 5	65/50	100	480	110	-	140	200	-	-	-	-	-	-	12	28	-	45
50-200	BS	2,2	4	100 L	B 35	65/50	100	505	110	44	150	100	-	-	-	-	-	-	12	28	-	51

Forme BS, 1450 tr/min

FRANÇAIS

