

ملخص

الزراعة في منطقة قالمة تواجه عدة عوائق من بينها نقص مياه السقي الذي يعتبر العائق الأكبر و إثر ذلك انخفض في العقود الأخيرة عدد الأراضي و المساحات الزراعية و الكثير من الحقول أصبحت تعتمد على المحاصيل الجافة أو يتم إهمالها. لذلك كان الهدف من هذا المشروع هو التهيئة الزراعية و المائية للمنطقة الزراعية بوعاتي محمود و ركنية (فرع 2) عن طريق مياه سد "زيت العنبة" بولاية قالمة من أجل الإستغلال الأمثل للموارد المتاحة في المنطقة و تدعيمها . ولهذا الغرض، قمنا بإجراء دراسة عامة للخصائص المناخية إضافة إلى خصائص التربة للمنطقة من أجل الخروج بنموذج سقي إقتصادي يتناسب مع موارد المنطقة الزراعية و متطلباتها سعيا لضمان حسن التسيير للموارد المائية.

Résumé

L'agriculture dans la région de Guelma est confrontée à plusieurs contraintes, dont, le stress hydrique et le manque d'eau d'irrigation est considéré comme étant la contrainte majeure ou encore le principal facteur limitant ; par conséquent, les superficies cultivées et le choix des cultures ont considérablement diminuées ces dernières décennies et la majorité des parcelles se sont transformées en cultures à sec et dans d'autre cas, complètement abandonnées.

L'objectif de cette étude est l'aménagement hydro-agricole du périmètre de Bouati-Roknia (secteur 2) situé dans la wilaya de Guelma à partir du barrage de Zit Emba.

Pour cela, le mémoire est consacré à la description de la zone d'étude, en termes climatologiques, pédologiques et potentialités disponibles pour pouvoir dimensionner le réseau d'irrigation ainsi que le système d'irrigation nécessaires qui permettront à long terme l'intensification des cultures et le développement de l'agriculture dans cette zone.

Abstract

the purpose of this study is the layout of the area of Bouati-Mahmoud,Roknia in Guelma by using the local potentialities to design an modern and economic model of irrigation suitable to the requirements of that region and for better management of water resources.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	2
------------------------------------	----------

CHAPITRE I : ANALYSE DES CONDITIONS NATURELLES

I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation générale de la wilaya de Guelma	2
I.2.1 Situation géographique	2
I.2.2 Présentation du périmètre d'étude	3
I.3 Relief, pentes et altimétrie	3
I.4 Étude climatologique	4
I.4.1 Choix de la station de référence	4
I.4.2 Pluies mensuelles.....	5
I.4.3 Les températures.....	5
I.4.4 L'humidité relative	7
I.4.5 Le vent.....	7
I.4.6 Le Sirocco.....	7
I.4.7 Calcul des indices Agro-météorologiques.....	8
I.4.7.1 Quotient Ombrothermique d'Emberger	8
I.4.7.2 Classification du climat selon l'indice de Bagnouls et Gaussen.....	9
I.4.7.3 L'indice d'aridité de De Martone.....	9
I.5 Étude Socio-économique	10
I.5.1 Description du milieu socio-économique	11
I.6 Argumentation du projet d'aménagement de mise valeur du périmètre.....	11
I.6.1 Situation actuelle	11
I.6.2 Situation projetée.....	12
I.7 Conclusion	13

CHAPITRE II : RESSOURCES EN SOL ET RESSOURCES EN EAU

II.1 Introduction	14
II.2 Etude pédologique	14
II.2.1 Description et classification des sols et des profils pédologiques du périmètre :	14
II.2.2 Caractéristiques physico-chimiques	15
II.2.3 Caractéristiques hydrodynamiques des sols	17
II.2.4 Détermination des aptitudes culturales des sols	17
II.3 Ressources en eau	18
II.3.1 Alimentation en eau du périmètre	18
II.3.3 Etude de la qualité de l'eau d'irrigation	19
II.3.3.1 Analyses des paramètres physico-chimiques des eaux du barrage	19
II.4 Calcul de la pluie de projet	21
II.4.1 Choix de la station pluviométrique	21
II.4.2 Répartition de la pluie moyenne annuelle	22
II.4.3 Etude de l'homogénéisation de la série pluviométrique : Test de Wilcoxon	23
II.4.4 Ajustement statistique des pluies annuelles	25
II.4.5 Test de validité de l'ajustement	26
II.4.6 Détermination de l'année de calcul	27
II.5 Conclusion	28

CHAPITRE III : BESOINS EN EAU DES CULTURES

III.1. Introduction	30
III.2. Besoin en eau du périmètre	30
III.2.1 Concept de l'évapotranspiration potentielle	30
III.2.2. Calcul de L'évapotranspiration de référence (ET ₀)	30
III.2.3 Calcul des besoins en eau des cultures : l'évapotranspiration maximale (ETM)	32

III.3 Calcul des besoins d'irrigation.....	33
III.3.1 Calcul des besoins des cultures ETM	33
III.3.2 Calcul de la pluie efficace.....	33
III.3.3 Calcul de la réserve en eau du sol.....	34
III.4 Choix des cultures.....	34
III.4.1 Occupation des sols.....	34
III.4.2 Assolements des cultures	36
III.4.4 Cycle végétatif des cultures envisagées.....	37
III.5 Estimation des coefficients culturaux (K_c).....	37
III.6 Estimation des besoins en eau des cultures choisies.....	38
III.7 Estimations des débits.....	48
III.7.1 Calcul du débit spécifique.....	48
III.7.2 Evaluation du débit caractéristique	49
III.7.3 Estimation des volumes d'eau d'irrigation.....	49
III.5. Conclusion	50

CHAPITRE IV: ETUDE DES SYSTEMES D'ADDUCTION ET DE DISTRIBUTION

IV.1 Introduction.....	52
IV.2 Présentation du périmètre Roknia-Bouati.....	52
IV.3 Alimentation en eau du périmètre.....	52
IV.4 Organisation du périmètre et plan de bornages.....	53
IV.4.1 disposition des ilots d'irrigation	53
IV.4.2 Calcul hydraulique des bornes.....	53
IV.4.5 Choix du diamètre de la borne.....	53
IV.5 Description de l'aménagement du périmètre : Schéma d'adduction	55
IV.6 Calculs hydrauliques du système d'adduction.....	56
IV.6.1 Etude du système de pompage.....	56

IV.6.1.1 Les Types de pompe.....	56
IV.6.1.2 Dimensionnement hydraulique.....	57
IV.6.1.3 Dimensionnement économique	59
IV.6.1.4 Détermination du type et du nombre de pompes (Utilisation d'un logiciel).....	61
IV.6.1.5 Calage de la pompe (Hauteur maximale d'aspiration)	62
IV.5.2 Dimensionnement du Réservoir de stockage (Bassin)	63
IV.5.3 La desserte gravitaire	63
IV.5.3.1 Tracé du réseau de distribution	63
IV.5.3.2 Choix des matériaux des canalisations.....	63
IV.5.3.3 Dimensionnement hydraulique des canalisations.....	64
IV.6 Conclusion	70

CHAPITRE V : CHOIX DE LA TECHNIQUE D'IRRIGATION

V.1 Introduction.....	71
V.2 Choix des techniques d'irrigation	71
V.2.1 Différentes techniques d'arrosages	71
V.2.1.1 Irrigation gravitaire.....	71
V.2.1.2 Irrigation par aspersion	73
V.2.1.3 Irrigation localisée (Goutte à goutte).....	74
V.3 Choix de la technique d'arrosage	75
V.4 Conclusion.....	76

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT A LA PARCELLE

VI.1 Introduction.....	77
VI.2 Dimensionnement du réseau d'irrigation par aspersion	77
VI.2.1 Données générales :	77
VI.2.2 Dimensionnement théorique	78
VI.2.3 Dimensionnement hydraulique	80
VI.2.3.1 Calcul de la pression en tête du réseau.....	82

VI.3 Dimensionnement d'un réseau d'irrigation Goutte à goutte.....	83
VI.3.1 Données générales	83
VI.3.2 Dimensionnement théorique	83
VI.3.3 Dimensionnement hydraulique	85
VI.3.3.2 Calcul de la pression d'eau en tête du réseau de distribution.....	89
VI.4 Conclusion	89

CHAPITRE VII : CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

VII.1 Introduction	90
VII.2 Travaux de construction et estimation du cout de la station de pompage	90
VII.2.1 Travaux de construction de la station de pompage	90
VII.2.2 Calcul des dimensions de la station de pompage	90
VII.2.1 Estimation du cout de la construction de la station de pompage.....	92
VII.3 Travaux de construction et estimation du cout du réservoir.....	93
VII.3.1 Travaux de construction du réservoir	93
VII.3.2 Estimation du cout de la construction du réservoir	93
VII.4 Travaux et estimations des couts concernant l'adduction et le réseau distribution.....	93
VII.4.1 Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution	93
VII.4.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution	94
VII.4.3 Estimation du cout de pose des canalisations.....	96
VII.4.4 Estimation du cout du réseau de distribution	97
VII.5 Conclusion.....	98
CONCLUSION GENERALE	99

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : ANALYSE DES CONDITIONS NATURELLES

Figure I.1 : Situation géographique de la wilaya de Guelma.....	3
Figure I.2 : Image satellitaire du périmètre de Roknia (secteur II).....	4
Figure I.3 : Représentation graphique des pluies moyennes mensuelles à la station de Zit Emba (1987-2017).....	5
Figure I.5 : Répartition des températures moyennes	6
Figure I.6 : diagramme bioclimatique d'Emberger	8
Figure I.7 : Diagramme ombrothermique de Gaussen.....	9

CHAPITRE II : RESSOURCES EN SOL ET RESSOURCES EN EAU

Figure II.1 : Triangle de texture des sols	16
Figure II.3 : Diagramme de classification de Richards des eaux d'irrigation	21

CHAPITRE IV: ETUDE DES SYSTEMES D'ADDUCTION ET DE DISTRIBUTION

Figure IV.1 : Plan de Situation du périmètre de Bouati-Mahmoude Roknia (secteur 2)	56
Figure IV.2 : Graphe du cout en fonction diamètre.....	61

CHAPITRE V : CHOIX DE LA TECHNIQUE D'IRRIGATION

Figure V.1 : Irrigation gravitaire.....	72
Figure V.2 : Irrigation par aspersion.....	73
Figure V.3 : Irrigation par goutte à goutte	74
Figure V.4 : Dispositifs d'installation des goutteurs sur la rampe.	84

CHAPITRE VII : CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

Figure VII.2 : Schéma d'une tranchée.	94
---	----

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : ANALYSE DES CONDITIONS NATURELLES

Tableau I.1 : Caractéristiques géographiques la station étudiée.	4
Tableau I.2 : les pluies moyennes mensuelles à la station de Zit Emba (1987-2017).....	5
Tableau I.3 : répartition des températures moyennes interannuelles (1990-2003).....	6
Tableau I.4 : humidité moyenne mensuelle relative.....	7
Tableau I.5 : Répartition moyenne mensuelle des vitesses du vent	7
Tableau I.7 : Classification du climat selon De Martone	10
Tableau I.8 : Répartition des superficies	10
Tableau I.9 : Représentation de la situation actuelle du périmètre.....	12

CHAPITRE II : RESSOURCES EN SOL ET RESSOURCES EN EAU

Tableau II.1 : Caractéristiques physico-chimiques du profil étudié.....	15
Tableau II.2 : Propriétés hydrodynamiques des sols.....	17
Tableau II.3 : Aptitude culturale convenante au sol.....	18
Tableau II.4 : Caractéristiques du barrage de Zit Emba.....	18
Tableau II.5 : Bulletin des paramètres physico-chimiques des eaux du barrage	19
Tableau II.6 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique.....	20
Tableau II. 7 : Risque d'alcalinisation en fonction du SAR.....	20
Tableau II.8 : caractéristique principales de la station pluviométrique (ANRH Alger).....	22
Tableau II.9 : Les précipitations moyennes mensuelles de la station pluviométrique Zit Emba	22
Tableau II.10 : Caractéristiques de la série pluviométrique.....	23
Tableau II.11 : Résultats du test de Wilcoxon	24
Tableau II.11 : résultat du test de validité de Khi carrée.....	27
Tableau II.12 : Ajustement à la loi normale.....	27
Tableau II.13 : Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche ($f_{req}= 80\%$).....	28

CHAPITRE III : BESOINS EN EAU DES CULTURES

Tableau III.1 : Evapotranspiration de référence ET_0 calculée.	32
Tableau III.2 : Calcul des pluies efficaces.	33
Tableau III.3 : Occupation actuelle de la totalité du périmètre de Roknia	34
Tableau III.4 : Scénarios d'occupation du sol pour l'ensemble du périmètre	35
Tableau III.5 : Occupation de sol en fonction des cultures.....	35
Tableau III.6 : Assolement proposé pour le périmètre de Roknia	36
Tableau III.7 : le cycle végétatif des cultures envisagées.	37
Tableau III.9 : Calcul des besoins en eau du blé.....	38
Tableau III.10 : Calcul des besoins en eau de l'orge grain	38
Tableau III.11 : Calcul des besoins en eau de l'orge en vert	39
Tableau III.12 : Calcul des besoins en eau de l'avoine fourragère	39
Tableau III.13 : Calcul des besoins en eau du poivron corrigé.....	40
Tableau III.14 : Calcul des besoins en eau de la carotte	40
Tableau III.15 : Calcul des besoins en eau de l'oignon	41
Tableau III.16 : Calcul des besoins en eau de l'ail	41
Tableau III.17 : Calcul des besoins en eau du chou	42
Tableau III.18 : Calcul des besoins en eau du haricot.....	42
Tableau III.19 : Calcul des besoins en eau de la pomme de terre (saison)	43
Tableau III.20 : Calcul des besoins en eau du concombre	43
Tableau III.21 : Calcul des besoins en eau de la tomate	44
Tableau III.22 : Calcul des besoins en eau de la pastèque	44
Tableau III.23 : Calcul des besoins en eau du pommier	45
Tableau III.24 : Calcul des besoins en eau de l'abricotier	45
Tableau III.25 : Calcul des besoins en eau d'olivier.....	46
Tableau III.26 : Récapitulatif des besoins pour les cultures de l'assolement I.	47
Tableau III.27 : Récapitulatif des besoins pour les cultures de l'assolement II.....	47
Tableau III.28 : Calcul des volumes d'eau pour les cultures choisies en occupation du périmètre.	49

CHAPITRE IV: ETUDE DES SYSTEMES D'ADDUCTION ET DE DISTRIBUTION

Tableau IV.1 : Répartition des parcelles	52
Tableau IV. 2 : Choix du diamètre de la borne.	53
Tableau IV. 3 : Calcul des débits des ilots et choix du diamètre des bornes.....	54
Tableau.IV.7 : Hauteur manométrique totale	59
Tableau.IV.8 : Calcul du bilan total des frais	60
Tableau IV.4 : Type et nombre de pompes	61
Tableau IV.9 : Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon.....	65
Tableau IV.10 : Calcul hydrauliques du réseau de distribution	66

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT A LA PARCELLE

Tableau VI.1 : Récapitulatif des calculs hydrauliques.	82
Tableau VI.2 : Calcul de diamètre de la rampe	88
Tableau VI.3. Calcul de diamètre de la porte rampe	88
Tableau VI.4 : Calcul de diamètre des conduites tertiaires	89
Tableau VI.5 : Récapitulatif des calculs hydrauliques.	89

CHAPITRE VII : CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

Tableau VII.2 : Estimation du cout de la station de pompage.	92
Tableau VII.3 : Estimation du cout du réservoir	93
Tableau VII.1 : Calcul du volume de remblai.	96
Tableau VII.4 : Estimation du cout de pose de la conduite d'adduction.	96
Tableau VII.5 : Facture des différents types de conduites du système de distribution.	97
Tableau VII.6 : Estimation du cout des travaux de terrassement du réseau de distribution.	97
Tableau VII.7 : Estimation du cout des vannes, Tés vannes et coudes.	98

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Le développement durable de l'agriculture en Algérie est synonyme d'une maîtrise des aspects économique, social et écologique de la distribution de l'eau d'irrigation. En opposition à ce développement se trouvent de multiples contraintes naturelles telles que l'aridité et l'irrégularité des précipitations, qui empêchent l'exploitation de ces ressources. Le problème de la disponibilité de l'eau qui s'accroît sous les effets combinés de la croissance démographique, et des activités économiques consommatrices d'eau et qui constituent une contrainte majeure dans tout aménagement hydro-agricole.

Ces deux dernières décennies, le secteur agricole, qui représente près de 13 % de la population active, a été le moteur de la croissance économique du pays. Cependant, les statistiques récentes sur les rendements décrivent des rendements agricoles très faibles en particulier dans la céréaliculture.

L'agriculture dans la wilaya de Guelma est confrontée à plusieurs contraintes, en particulier le manque d'eau d'irrigation qui est considéré comme étant le facteur limitant, ce qui a pour conséquences la diminution des rendements à travers des surfaces cultivées à sec.

Le présent travail a la perspective de la valorisation et le développement des potentialités naturelles, déjà disponibles dans la wilaya de Guelma, à partir des eaux du barrage de Zit Emba dans le but d'améliorer durablement le cadre de vie de la population de cette région et par conséquent, la contribution à l'accroissement de la production en Algérie.

Chapitre I

Analyse des Conditions Naturelles

CHAPITRE I : ANALYSE DES CONDITIONS NATURELLES

I.1 Introduction

La situation géographique, la morphologie, nature et type de sol, les différents facteurs climatologiques ainsi que l'ensemble des occupations de la zone étudiée font les principales données dans l'étude d'un périmètre d'irrigation.

A la base de ces données, la vision sur le périmètre sera précise et riche en informations qui conçoivent le savoir pratique de l'ingénieur sur les conditions et les contraintes à prendre en considération lors de son travail sur le périmètre.

I.2 Présentation générale de la wilaya de Guelma

I.2.1 Situation géographique

La wilaya de Guelma est située au Nord-Est du pays et constitue, du point de vue géographique, un point de rencontre et un carrefour entre les pôles industriels du Nord (Annaba – Skikda) et les centres d'échanges au Sud (Oum-El-Bouaghi et Tébessa), outre la proximité du territoire Tunisien à l'Est. Elle occupe une position médiane entre le Nord du pays, les Hauts plateaux et le Sud.

Elle présente une superficie de 3.686,84 Km² et abrite une population (Estimée à fin 2009) de 494079 habitants dont 25 % sont concentrés au niveau du Chef-Lieu de Wilaya.

La densité moyenne de cette population est de 132 Hab. /Km². La Wilaya de Guelma, créée en 1974, comprend 10 Dairate et 34 Communes.

Elle est limitrophe aux Wilayas suivantes :

- Au Nord la wilaya d'Annaba,
- Au Nord-est, la wilaya d'El Taref.
- À l'Est, la wilaya de Souk Ahras.
- Au Sud, la wilaya d'Oum El-Bouaghi.
- À l'Ouest, la wilaya de Constantine.
- Au Nord-ouest, la wilaya de Skikda.

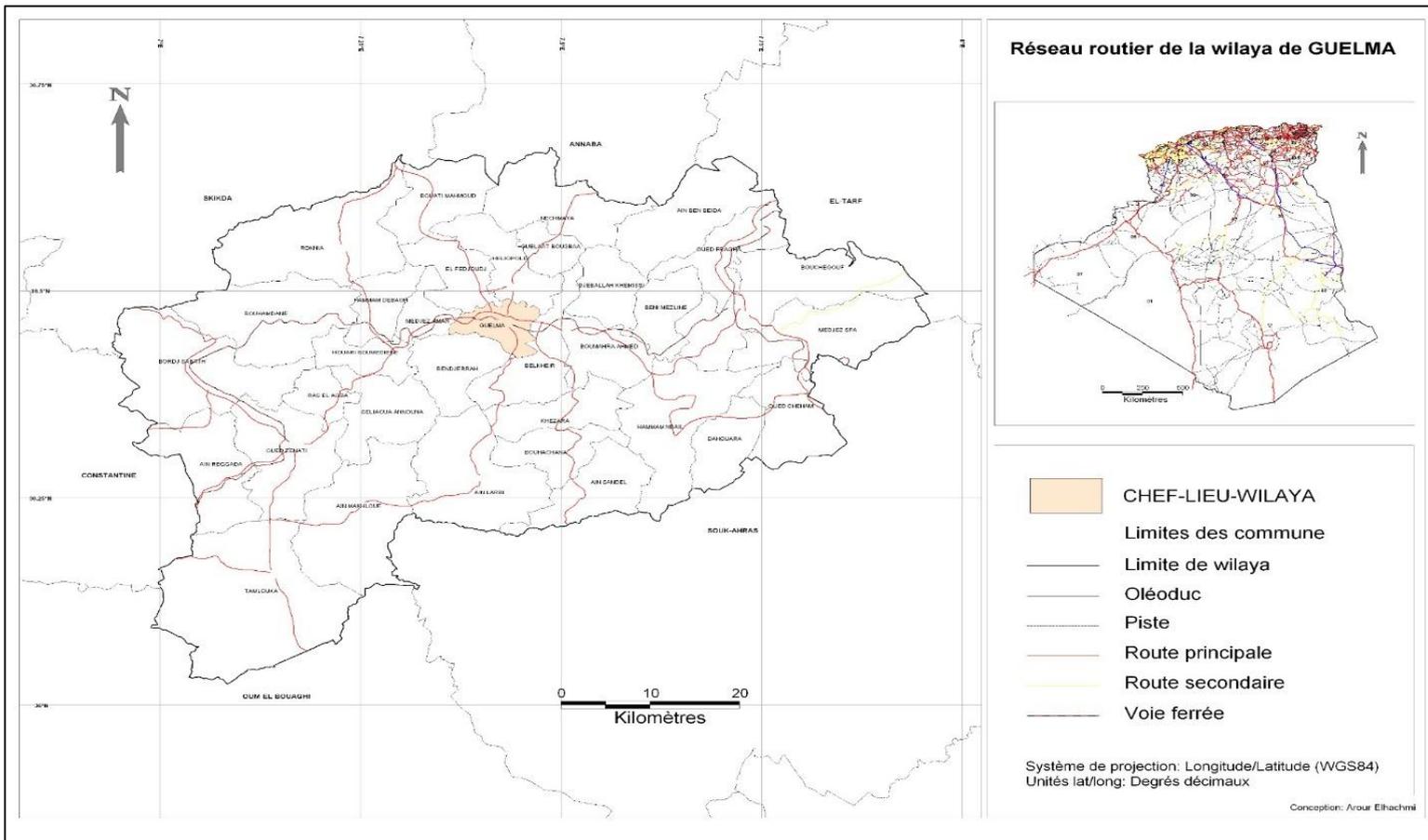


Figure I.1 : Situation géographique de la wilaya de Guelma

I.2.2 Présentation du périmètre d'étude

La présente étude d'aménagement hydro-agricole dans la Wilaya de Guelma, s'articule autour de la création et/ou l'extension de périmètres agricole plus précisément le secteur 2 du périmètre Bouati Mahmoud–Roknia, qui fait partie de la commune de Roknia, et qui sera irrigué à partir des eaux du barrage de Zit El Emba, en service depuis 2001, d'une capacité de 116 millions M³, destiné à l'alimentation en eau potable et plus de six million de m³, réservés à l'irrigation.

I.3 Relief, pentes et altimétrie

Le périmètre de Roknia présente un terrain favorable à un écoulement par gravitation, caractérisé par des faibles pentes des versants en rive droite ainsi qu'en rive gauche de l'Oued. Cependant, le secteur de Bouati-Mahmoud et Roknia présente des pentes relativement importantes.

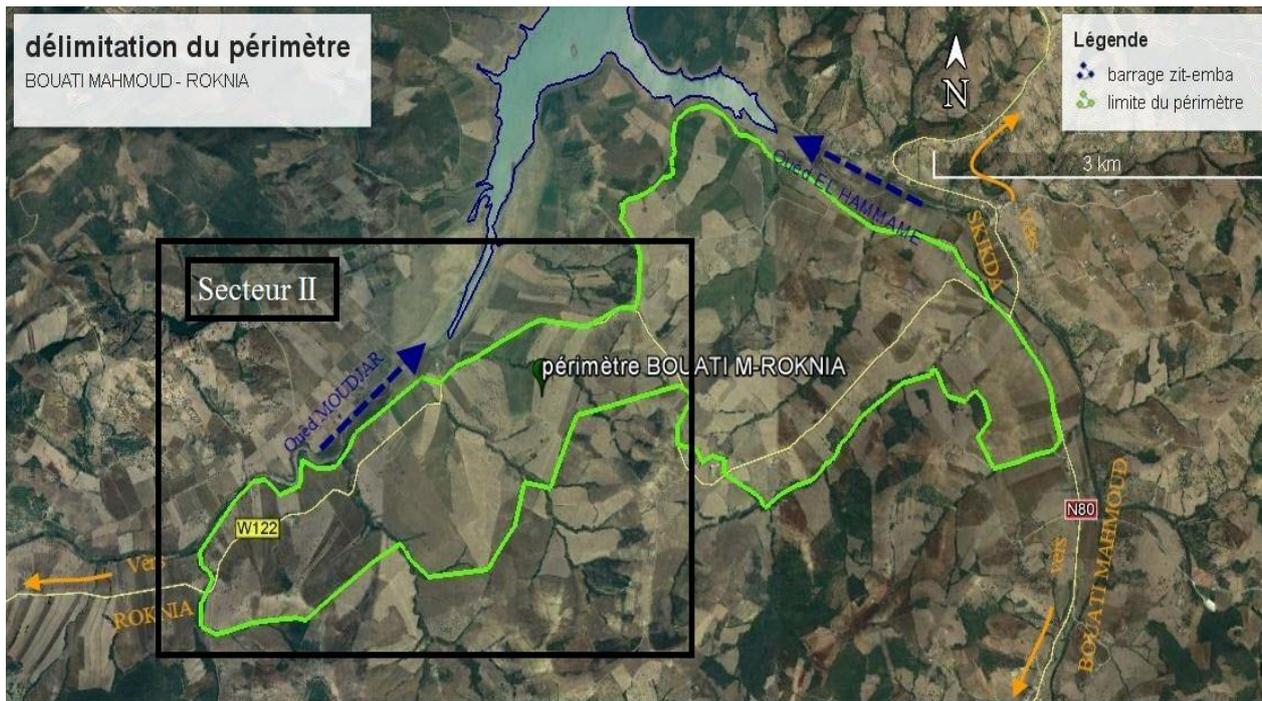


Figure I.2 : Image satellitaire du périmètre de Roknia (secteur II)

I.4 Étude climatologique

Dans un projet d'irrigation, les facteurs climatiques les plus déterminants sont les températures, l'humidité relative, l'intensité des vents et leur direction, la fréquence des jours de gelée et de sirocco.

L'analyse du climat de la région où est situé le périmètre d'étude permet de choisir les cultures à pratiquer, les techniques culturales et le calcul des besoins en eau de chaque culture.

I.4.1 Choix de la station de référence

Le choix de la station climatologique est primordial, pour l'étude climatologique, nous avons eu recours aux données de la station la plus proche qui est celle de Zit Emba, dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tableau I.1 : Caractéristiques géographiques la station étudiée.

Nom de la station	Code	Coordonnées		Altitude	Période d'observation	Nbre d'années d'observer
		X(m)	Y(m)			
Zit emba	031102	911.4	385.3	58	1987-2017	31

(Source : ANRH d'Alger)

I.4.2 Pluies mensuelles

Le régime pluviométrique est un facteur indispensable à connaître et à prendre en considération, car il est un élément majeur et déterminant dans les études de l'irrigation, comparativement aux autres facteurs climatologiques on peut constater qu'il y a une certaine influence ou interaction entre ces facteurs naturels.

Tableau I.2 : les pluies moyennes mensuelles à la station de Zit Emba (1987-2017).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	total
P.mensuelles (mm)	33.6	37.6	70.6	93.9	97.5	85.1	51.3	39.1	20.9	8.7	0.7	4.0	543.1
%	6.2	6.92	13.02	17.3	17.9	15.7	9.5	7.2	3.8	1.6	0.1	0.7	100%

(Source : ANRH d'Alger).

D'après le tableau I.2, on remarque que la précipitation annuelle moyenne de la zone est de 543 mm, avec les mois les plus pluvieux qui sont décembre, janvier et février et les mois les plus secs sont juillet et août.

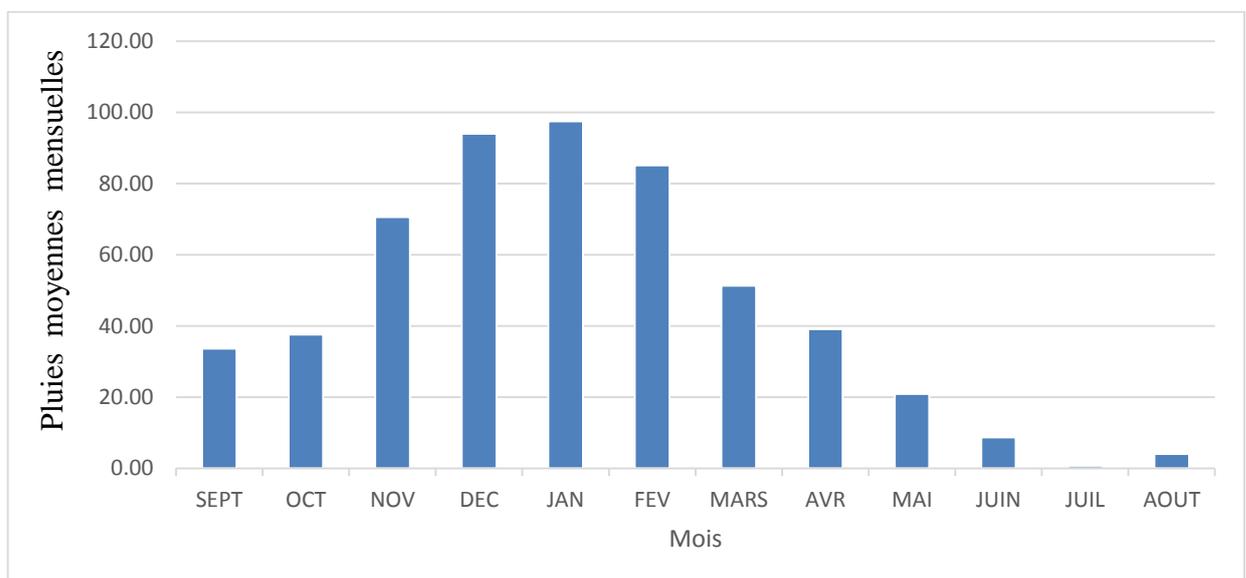


Figure I.3 : Représentation graphique des pluies moyennes mensuelles à la station de Zit Emba (1987-2017)

I.4.3 Les températures

La température de l'air est un facteur du climat dont les effets se répercutent sur les rendements des cultures : le développement des plantes peut être ralenti lorsque la température de l'air est trop basse ou trop élevée (gel ou échauffement), les tissus végétaux peuvent être

détériorés, ce qui conduit à des réductions très importantes de la production. De plus la connaissance de la température mensuelle permet de quantifier l'évaporation.

Tableau I.3 : répartition des températures moyennes interannuelles (1990-2003).

Mois	Jan	fev	mar	avr	Mai	juin	juil	aout	sep	Oct	nov	dec
T °C moyennes	8.9	10	12.1	14.2	18.3	22.7	26.1	26.7	23.3	18.8	14.2	10.7
T °C moy-min	3.6	4.6	6.1	8	11.4	15	17.8	18.9	16.9	12.8	9.2	5.8
T °C moy-max	14.3	15.4	18.1	20.5	25.2	30.5	34.4	34.5	29.8	24.9	19.3	15.7

(Source : ONM Alger)

Avec : Tmin : moyenne de tous les minimas observés pour chaque mois,

Tmax : moyenne de tous les maximas observés pour chaque mois,

Tmoy : moyenne mensuelle.

Le graphe de variation des températures est présenté comme suit :

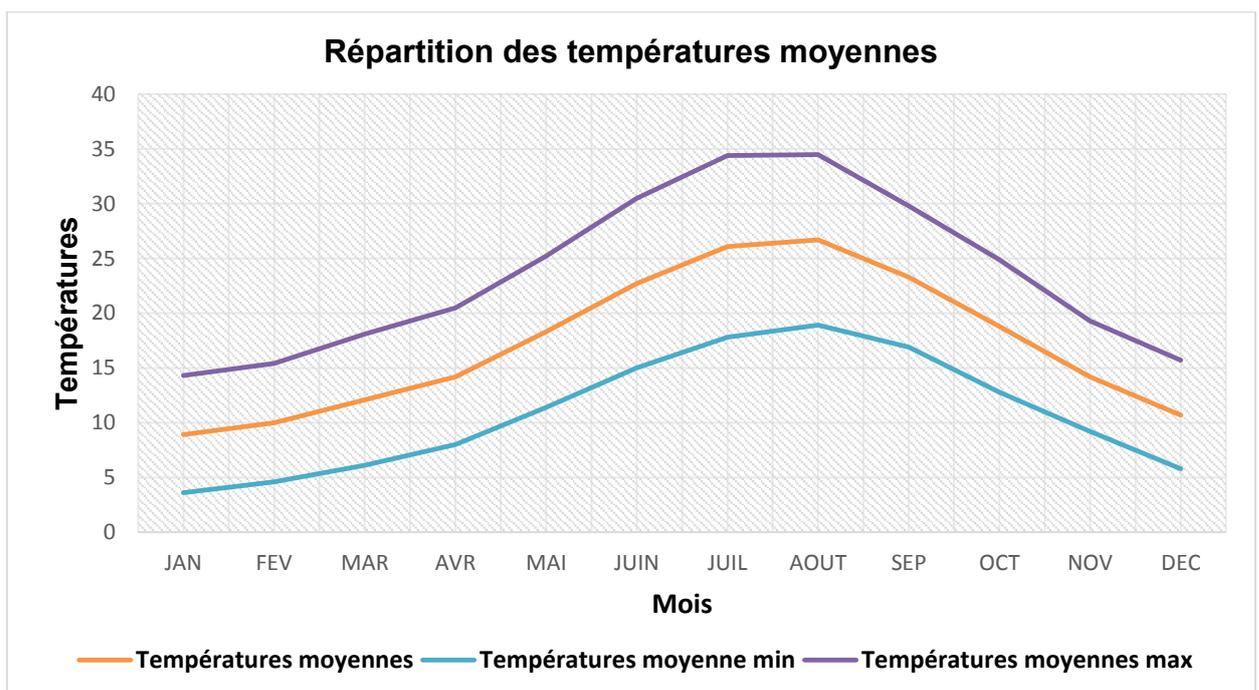


Figure I.5 : Répartition des températures moyennes

D'après le tableau I.3, on peut constater que les températures moyennes mensuelles sont maximales durant les mois de Juillet et Août de l'ordre 34.4 °C et 34.5 °C, les maximas atteignent 16.9 °C, et restent par conséquent relativement modérés. En hiver, il n'est enregistré aucune température inférieure à 0°C, d'où l'absence de risque de gel sur la zone d'étude.

I.4.4 L'humidité relative

C'est un élément important du cycle hydrologique L'humidité relative ou état hydrométrique (exprimée en %) est le rapport de la tension de vapeur à la tension maximale de l'air. Les données de l'humidité relative pour chaque mois sont présentées dans le tableau I.4.

Tableau I.4 : humidité moyenne mensuelle relative.

Mois	Jan	fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	juil.	Aout	Sep	oct.	nov.	Déc
Humidité (%)	75	74.5	70.5	70.3	65.4	56.5	50.4	50.7	62.1	66.8	71.6	74.4

(Source : ONM Alger).

L'analyse du tableau I.5 fait ressortir les conclusions suivantes :

- La valeur moyenne annuelle d'humidité est de 66%.
- L'humidité maximale est de 75% au mois de janvier.
- L'humidité minimale est de 50.4% au mois de juillet.

I.4.5 Le vent

Les vents influent considérablement sur le l'évapotranspiration, de plus ils représentent un facteur important dans le cas de l'irrigation par aspersion.

Tableau I.5 : Répartition moyenne mensuelle des vitesses du vent

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
V (m/s)	2.08	2.19	1.95	2.02	1.67	1.59	1.61	1.8	1.79	1.9	2.07	2.57

Source : (ONM) Alger

Les vitesses du vent varient entre 1.59 m/s et 2.5 m/s, on peut remarquer clairement que les vents s'intensifient durant la période hivernale par contre on observe une diminution de la vitesse des vents en période estivale.

I.4.6 Le Sirocco

Le sirocco provoque une augmentation de la température, qui peut causer des dégâts quant à la croissance des cultures et les ressources en eaux (superficielles et souterraines) par l'augmentation de l'évaporation. Le sirocco est observé dans la zone d'étude en période estivales (Juillet et Aout) durant quelques jours seulement.

I.4.7 Calcul des indices Agro-météorologiques

Pour déterminer le type de climat et l'interférence des différentes variables de ce climat et leur action sur les plantes, nous avons deux facteurs essentiels : la pluviométrie et la température.

I.4.7.1 Quotient Ombrothermique d'Emberger

Cet indice a pour but de déterminer l'étage bioclimatique :

$$Q = \frac{1000.P}{(M+m)(M-m)/2} = \frac{2.1000.P}{M^2-m^2}$$

Avec :

Q : coefficient Ombrothermique d'Emberger.

P : précipitation moyenne annuelle (mm).

M : moyenne des températures maximales du mois le plus chaud (Kelvin).

m : moyenne des températures minimales du mois le plus froids (Kelvin).

Pour : P=543.09 mm ; M=34.5 °C et m=3.6 °C

$$Q = \frac{2.1000.P}{M^2-m^2} = \frac{2*1000*543.09}{(34.5+273.15)^2-(3.6+273.15)^2} = 60.149$$

D'où Q= 60.15

En portant la valeur de Q dans le diagramme bioclimatique d'Emberger, et en fonction de la température moyenne minimale du mois le plus froid (3.6 °C), on peut confirmer que notre région se situe dans la zone illustrée par le diagramme bioclimatique d'Emberger.

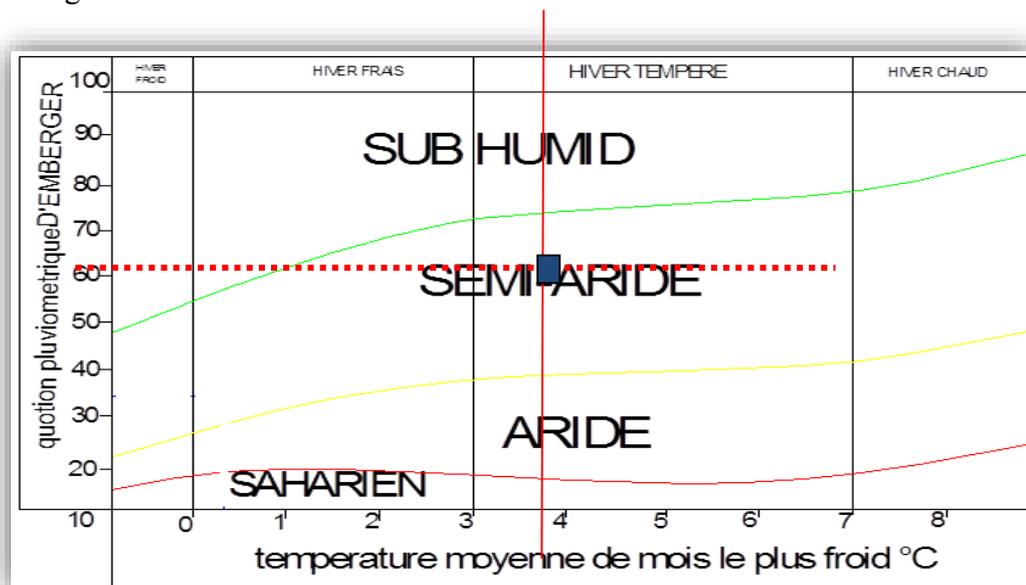


Figure I.6 : diagramme bioclimatique d'Emberger

D'après le diagramme bioclimatique d'Emberger (**figure I.6**), la valeur de $Q = 61.72 \text{ mm}/^\circ\text{K}$ pour une température moyenne du mois le plus froid, $T = 3.6^\circ\text{C}$, nous donne :

- L'étage bioclimatique : Semi-aride
- Sous étage : Hiver tempéré

I.4.7.2 Classification du climat selon l'indice de Bagnouls et Gaussen

Bagnouls et Gaussen ont établi des diagrammes ombrothermique pour évaluer la durée et l'intensité de la saison sèche pendant l'année. Les mois secs sont définis, quand la courbe des précipitations est située au-dessous de celle des températures moyennes.

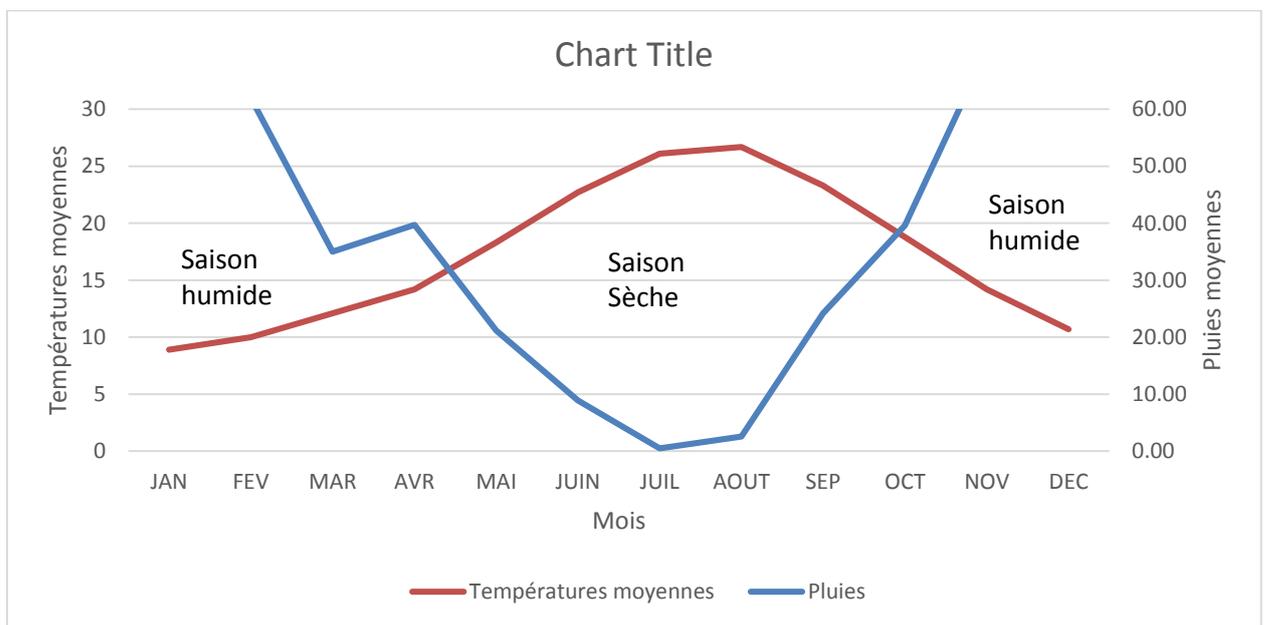


Figure I.7 : Diagramme ombrothermique de Gaussen

❖ Description du graphe :

Les deux courbes se croisent et la surface délimitée mesure l'intensité de la saison sèche et la saison humide, la différence des abscisses nous donne la durée de la saison ; donc :

- La saison humide allant du mois d'Octobre jusqu'au mois de Avril.
- La saison sèche est plus marquée, allant du mois de Mai jusqu'au mois d'Octobre.

I.4.7.3 L'indice d'aridité de De Martone

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

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

IA : indice d'aridité de De Martone

P : précipitation moyenne annuelle.

T : température moyenne annuelle. Avec : P= 543.09 mm et T= 17.2 ° C

$$IA = 543.09 / (17.2 + 10) = 19.9$$

Les limites des climats d'après l'indice climatique de Martone sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.7 : Classification du climat selon De Martone

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

Selon la classification de Martone, $I_A = 19.97$ mm ce qui correspond d'après les valeurs du tableau au climat « **Sec** » d'où l'irrigation est souvent indispensable.

I.5 Étude Socio-économique

La superficie totale des deux communes, Roknia et Bouati-Mahmoud est de l'ordre de 313,34 km², quant à la superficie agricole, formée de céréalicultures et/ou cultures annuelles, elle couvre 10 290 hectares, dont 5 402 hectares sont exploités.

Le tableau N°01, ci-après, fait ressortir la répartition des superficies des deux communes en étude par rapport à la Wilaya de Guelma.

Tableau I.8 : Répartition des superficies

Région	Superficie totale (ha)	Superficie agricole (ha)	Superficie exploitée (ha)	Superficie exploitée (%)
W.de Guelma	410 100	266 000	187 338	70.42
Bouati Mahmoud	8 870	4 006	662	16.52
Roknia	22 534	6 284	4 740	75.43

I.5.1 Description du milieu socio-économique

La population : La population des deux (2) communes qui se partagent le périmètre est de l'ordre de 19 410 habitants, le taux de croissance démographique est de l'ordre de (1,2%), selon l'ONS 2008, (Chiffre avancé par les services des deux communes au titre du recensement de 2008).

L'activité agricole reste prépondérante et occupe la majeure partie de la population active des deux communes. La réalisation du périmètre en question va permettre une intensification des cultures en particulier les céréales, et autres cultures traditionnellement ensemencées par les agriculteurs tels que les cultures maraichères, et industrielles.

I.6 Argumentation du projet d'aménagement de mise valeur du périmètre

I.6.1 Situation actuelle

Le milieu naturel se trouve confronté aux problèmes et contraintes liés globalement à la dégradation par le processus de l'érosion la mise en valeur des terres agricoles et les effets de sécheresse, ainsi que la dévalorisation des ressources naturelles, accentués par la gestion de l'eau et le choix des espèces à mettre en place.

Les cultures pratiquées dans le périmètre d'étude sont :

- Les céréales : orge et blé.
- Les cultures fourragères et légumineuses
- Arboriculture rustique : olivier, amandier, figuier
- Arbres forestiers en brises vent : arbres forestiers
- Cultures maraichères : en petites parcelles de piment poivron, ail, oignon ...

En plus d'un élevage très réduit Elevage : bovin, ovin, caprin.

Concernant l'occupation du sol par les cultures citées précédemment, la céréaliculture reste la plus dominante ; en revanche, les rendements obtenus varient entre 10 et 20 Qx/Ha

Parmi les travaux d'aménagement qui ont été déjà effectués sont la construction d'infrastructures de protections des routes, des pistes et infrastructures d'accumulation d'eau (bassin en béton et en terre).

Le développement agricole de la zone d'étude par le biais de l'irrigation est une condition nécessaire du passage d'une agriculture traditionnelle à une agriculture moderne et sécurisée qui stimulera avec certitude un développement économique à toute la région. En se basant sur :

- Les aptitudes culturales des sols.

- Les facteurs et paramètres conditionnant la mise en valeur irriguée (les aptitudes culturales des sols, les conditions climatiques, le caractère socio-économique de l'aire d'étude).

Tableau I.9 : Représentation de la situation actuelle du périmètre

Entités Cultures	Roknia	
	En ha/ans	En %
Cultures maraîchères	300	6.21
Céréales	2250	46.63
Agrumes	25	0.52
Arbres fruitiers	809	16.76
Forêt	/	/
Jachère	15.5	0.32
Fourrages	238	5
Terre nue	118	2.44
Légumes secs	418	8.66
Autres	589.5	12.21
Total	4763	100

I.6.2 Situation projetée

S'agissant d'un schéma d'aménagement hydro-agricole qui sera appelé à satisfaire les besoins en eau des cultures, à partir d'une ressource d'eau au niveau d'un barrage de Zit El-Emba, l'enquête agro-socio-économique a pour but, la détermination des éléments clés qui définissent chaque exploitation telle :

- ✓ Les limites des exploitations et les propriétaires.
- ✓ L'occupation du sol
- ✓ Les points d'eau existants
- ✓ Les techniques d'irrigation à mettre en place.

L'étude fait apparaître les informations sur la forme et la superficie des parcelles, l'occupation du sol et l'irrigation. Il s'agit donc d'identifier les cultures à introduire dans le périmètre et qui présentent une forte valeur ajoutée (blé, pomme de terre, tomate, etc.) et qui seront dont les superficies irriguées seront réparties selon le volume d'eau disponible.

I.7 Conclusion

Les différents axes mise en évidence dans ce chapitre font l'objet de l'identification de la zone d'étude (périmètre de Roknia) ainsi que l'état du départ de l'étude par rapport aux conditions naturelles et aux ressources disponibles.

Le périmètre d'étude est caractérisé en termes morphologique, topographique et climatologique d'une superficie de 430 ha avec conditions topographiques favorables, un climat semi-aride et relativement humide en hiver qui engendre l'introduction de l'irrigation pour l'intensification des cultures.

Chapitre II

Ressources en sol et ressources en eau

CHAPITRE II : RESSOURCES EN SOL ET RESSOURCES EN EAU

II.1 Introduction

Les ressources en sol et les ressources en eau sont les premières cibles de chaque investigation d'étude ou de réhabilitation en domaine d'irrigation.

La pédologie est la science qui étudie la formation et l'évolution d'un sol sous l'action du milieu, du climat, de l'activité biologique, l'étude pédologique est un facteur primordial pour prendre en compte la nature et la distribution des caractéristiques et des contraintes relevant des sols.

En outre l'étude sur les ressources en eau est la phase motrice du projet en irrigation qui a pour but de quantifier les eaux des ressources mise en service pour l'irrigation.

II.2 Etude pédologique

L'étude pédologique a pour but de définir les sols destinés à l'irrigation ou de localiser les zones aptes à la mise en valeurs en irrigation ainsi les caractéristiques hydrodynamiques de ces sols indispensables pour le calcul des doses d'arrosages et l'emplacement des réseaux d'irrigation et de drainage.

La prospection pédologique qui permet la classification des sols s'est basée sur la classification française (CPCS, France 1967).

II.2.1 Description et classification des sols et des profils pédologiques du périmètre :

La prospection pédologique et l'analyse des paramètres physico chimiques ont permis de reconnaître au niveau du périmètre Roknia deux classes appartenant aux sols calcimagnésiques et aux sols brunifiés. Dans le cas de notre secteur, la classe des sols brunifiés est la classe prépondérante, nous présentons donc ses principales caractéristiques de ces sols.

A- Classe des sols brunifiés

Ces sols se localisent au Nord du périmètre sur les pentes généralement inférieures à 5% qui sont formés sur une roche mère non calcaire, généralement bruns sombre, et de structure polyédrique fine moyennement friable dans l'horizon de surface qui devient plus grossière et compact dans les horizons sous adjacents.

❖ Description morphologique du Profil pédologique :

Profil n° 1

Coordonnées : X = 07°16'36,6'' et Y = 36°37'35,2''

- **Classification :**

Classe : Sols brunifiés

Sous classe : sols brunifiés des climats tempérés humides

Groupe : sols bruns

Sous-groupe : sols bruns modaux (Eutrophies et Mésotrophes)

❖ **Description morphologique du profil**

0 – 40 cm : sec, couleur 10YR4/4, texture limono-argileuse, structure polyédrique fine à moyenne, pas de charge, nombreuses racines fines, activité biologique moyenne, matière organique non directement décelable, poreux, moyennement friable, effervescence nulle à Hcl, transition peu nette.

40 – 95 cm : sec, couleur 10YR3/4, texture limono-argileuse, structure polyédrique moyenne, présence d'environ 3% de cailloux calcaires, quelque radicelles, activité biologique faible, matière organique non directement décelable, porosité moyenne, peu compact, effervescence nulle à Hcl, transition nette

95 – 130 cm : sec, couleur 10YR5/4, texture argileuse, structure polyédrique grossière, présence d'environ 5% de cailloux calcaires, pas de racines, activité biologique nulle, matière organique non directement décelable, faible porosité, compact, effervescence nulle à Hcl, transition nette.

II.2.2 Caractéristiques physico-chimiques

Les Caractéristiques physico-chimiques de ce profil sont résumées dans le tableau II.1

Tableau II.1 : Caractéristiques physico-chimiques du profil étudié

Horizon		H ₁	H ₂
Profondeur (cm)		0 à 30	30 à 105
CARACTERISTIQUES PHYSIQUES			
Granulométrie	Sable (%)	12	11
	Limon (%)	63	61
	Argile (%)	25	28
		100 %	100%
Densité réelle (Kg/m³)		2.31	
MATIERE ORGANIQUE			
Matière organique (%)		1.33	0.69
Carbone (mg / Kg de sol)		0.77	0.40
Azote (mg / Kg de sol)		0.1	0.10
C / N		8	7

SOLUTION DU SOL			
Cations	Ca ⁺⁺ (még / 100g)	19	18
	Mg ⁺⁺ (még / 100g)	5.8	6.2
	Na ⁺⁺ (még / 100g)	0.4	0.58
	K ⁺ (még / 100g)	0.25	0.46
		25.45	25.24
Anions	SO ₄ ^{..} (még / 100g)	35.8	36.5
	Cl ⁻ (még / 100g)	0.9	1.5
	HCO ₃ ⁻ (még / 100g)	0.3	0.3
		37	38.3
PH eau (1/5)		7.9	8.2
CE (1/5 en mS)		0.46	1
Salinité (g/l)		0.4	0.5
RESERVES MINERALES			
CaCO ₃ total (%)		15	
CaCO ₃ actif (%)		7.3	
Phosphate totale (mg P/ Kg sol)		0.5	

❖ Interprétation et valeur agronomique

Ces sols moyennement profonds présentent des caractéristiques physico chimiques favorables à leur utilisation, et qui s'articulent autour :

- Une profondeur variant entre 55 et 105 cm permettant l'introduction d'une large gamme de cultures
- Une texture limoneuse avec une bonne structure des agrégats favorables à tout type d'utilisation (Figure 1).
- Absence du risque de salinité exprimé par une conductivité électrique faible
- Des teneurs en calcaire actif inférieures à 15% tolérables par une large gamme de cultures.

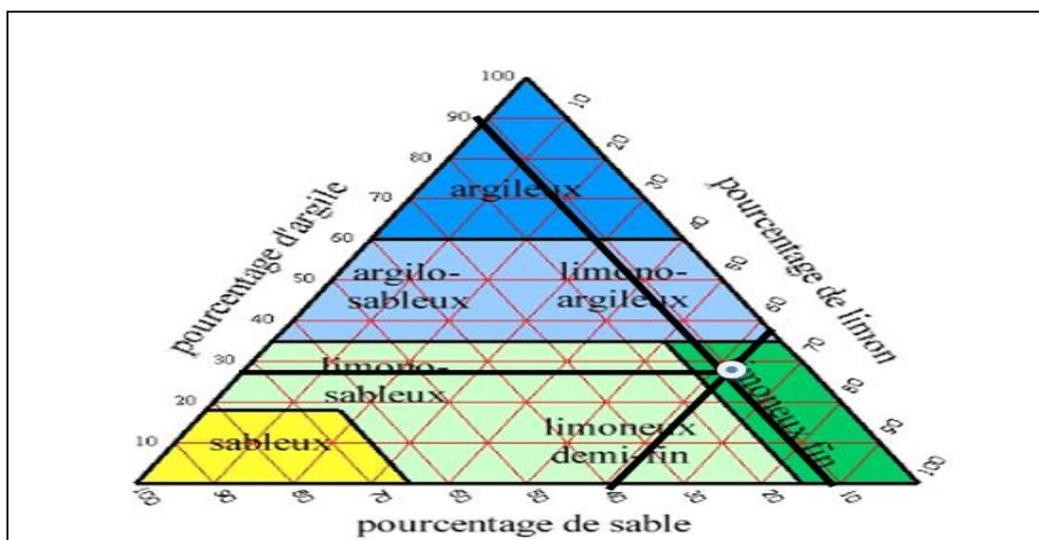


Figure II.1 Triangle de texture des sols

II.2.3 Caractéristiques hydrodynamiques des sols

Les paramètres hydrodynamiques, qui interviennent en irrigation et dans le calcul de la dose d'irrigation sont résumés dans le tableau II.2 :

Tableau II.2 : Propriétés hydrodynamiques des sols.

Texture	Limoneuse
Capacité au champ (%)	25-27
Point de flétrissement (%)	14-16
Vitesse de perméabilité	9 – 12
Densité apparente	1.35

II.2.4 Détermination des aptitudes culturales des sols

L'aptitude qui se définit par la capacité d'un sol à produire une culture sera déterminée par la méthode des contraintes (Méthode ANRH) qui tient compte des paramètres suivants :

- Profondeur
- Texture
- Structure.
- Eléments grossiers
- Hydromorphie
- Conductivité électrique (salure)
- Taux de calcaire actif et pH

Le choix des cultures à introduire sera fait en fonction des caractéristiques physico chimiques des sols et des exigences de chaque culture vis-à-vis des paramètres.

Les aptitudes culturales, possibles au niveau du périmètre sont résumées comme suit :

Tableau II.3 : Aptitude culturale convenante au sol

Aptitude culturale				
Type de sol	Contrainte	Catégorie	Bonne	Moyenne
Sols brunifiés	Fertilité, profondeur moyenne, calcaire actif	Catégorie II	Céréales, fourrages, légumineuses, maraichage	arboriculture fruitière
	Texture	Catégorie I	Céréales, fourrages, légumineuses, maraichage, arboriculture fruitière	Cultures qui ne supportent pas la texture fine et structure compact dans les horizons profonds

II.3 Ressources en eau

La mobilisation des ressources en eau au niveau d'un périmètre est une étape indispensable à tout aménagement hydro agricole.

II.3.1 Alimentation en eau du périmètre

Notre périmètre est situé en amont du barrage, Les coordonnées Lambert qui définissent le site du barrage sont : X=883.50 m ; Y=207.50 m

Les caractéristiques de la source d'eau d'irrigation sont résumées comme suit :

Tableau II.4 : Caractéristiques du barrage de Zit Emba

Caractéristiques morphologiques et hydrographiques du bassin versant	Superficie du bassin versant	485 Km ²
	Altitude maximale	1200 m NGA
	Altitude minimale	50 m NGA
	Altitude Moyenne	376 m NGA
	Pluviométrie moyenne/annuelle	700 mm
	Apport moyen annuel	50,0 Hm ³
	Crue centennale Q 100	1275 m ³ /s
	Crue millénaire Q 1000	1920 m ³ /s
	Crue de dix mille ans Q 10 000	3060 m ³ /s

II.3.3 Etude de la qualité de l'eau d'irrigation

Il est nécessaire d'étudier la qualité d'eau d'irrigation avant tout projet d'aménagement agricole car celle-ci est un paramètre essentiel pour le rendement des cultures, le maintien de la productivité du sol est la protection de l'environnement ainsi que le système d'irrigation en place.

- Risque de Salinité ;
- Risque de Sodium (Degré d'Adsorption du Sodium ou SAR) ;
- Le pH ;
- Toxicité

L'objectif sera donc de déterminer :

- La concentration totale en sels dissous
- Le rapport de Sodium par rapport aux autres cations
- La présence de Bore et d'autres éléments toxiques.

II.3.3.1 Analyses des paramètres physico-chimiques des eaux du barrage

Les paramètres physico-chimiques des eaux du barrage Zit Emba sont comme suit :

Tableau II.5 : Bulletin des paramètres physico-chimiques des eaux du barrage

Analyse de l'eau d'irrigation		
Site / Source / Wilaya	Barrage Zit EMBA / Guelma	
Date de prélèvement	2018	
Date des analyses	2018	
Cations	Teneur en mg / l	Equivalence en m éq / l
Ca ⁺⁺	380	19
Mg ⁺⁺	150	12.35
Na ⁺⁺	230	10
K ⁺⁺	9	0.23
Total		41.58
Anions	Teneur en mg / l	Equivalence en m éq / l
Cl ⁻	510	14.4
SO ₄ ^{- -}	960	19.98
HCO ₃ ⁻	180	2.95
CO ₃ ^{- -}	0	0
Total		37.3
Ph		7.9
CE (ms/cm)		0.65
Salinité (g/l)		0.9
Sels dissous totaux (g/l)		1.1

❖ **La Conductivité électrique****Tableau II.1** : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique.

Classe	Conductivité électrique CE ($\mu\text{S} / \text{cm}$)	Qualité des eaux	Cultures
C1	$CE \geq 250$	Risque faible de salinité	Pour toutes les cultures
C2	$250 \leq CE \leq 750$	Risque moyen de salinité	pour les plantes moyennement tolérantes.
C3	$750 \leq CE \leq 2250$	Risque élevé de salinité	ne convient qu'à des sols bien drainés et des plantes tolérantes.
C4	$CE > 2250$	Risque très élevé de salinité	eau difficilement utilisable

❖ **Le SAR (Sodium Absorption Ratio)**

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

$$SAR = \frac{Na}{\sqrt{\frac{Ca + Mg}{2}}} \quad \dots(\text{II.1})$$

Quatre classes de danger d'alcalinisation ont été définies

Tableau II. 7 : Risque d'alcalinisation en fonction du SAR

Classe	SAR	Danger d'alcalinisation
S1	$SAR \leq 10$	Risque faible
S2	$10 < SAR \leq 18$	Risque moyen
S3	$18 < SAR \leq 26$	Risque élevé
S4	$SAR > 26$	Risque très élevé

Résultats :

D'après les analyses physico-chimiques obtenues du laboratoire qui illustrées sur le tableau on trouve :

La conductivité électrique $C_e = 650 \mu\text{S} / \text{cm}$

Le paramètre SAR : $\text{Na}^+ = 10 \text{ éq.g/l}$; $\text{Ca}^{++} = 19 \text{ éq.g/l}$; $\text{Mg}^{++} = 12.35 \text{ éq.g/l}$

$$SAR = \frac{Na}{\sqrt{\frac{Ca + Mg}{2}}} = \frac{10}{\sqrt{\frac{19 + 12.35}{2}}} = 3.95$$

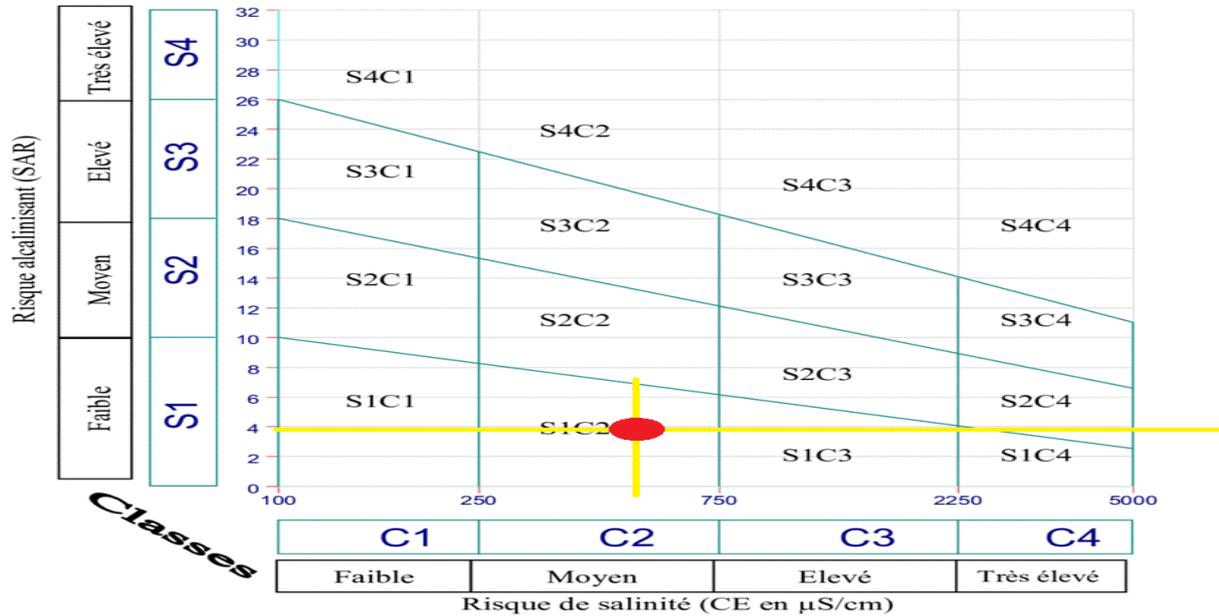


Figure II.3 : Diagramme de classification de Richards des eaux d'irrigation

Interprétation des Résultats

D'après les valeurs moyennes de la CE et du S.A.R des résultats d'analyse, l'eau du barrage de Zit Emba est classée en C2S1, avec une salinité qui est moyenne et un risque d'alcalinisation faible.

II.4 Calcul de la pluie de projet

L'étude hydrologique est nécessaire dans les projets d'irrigation, le but du présent volet est de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquences données, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydro hydro-agricole.

L'étude consiste à établir :

- Une homogénéisation des séries pluviométrique.
- Une étude fréquentielle de la série pluviométrique par des lois statistiques, et détermination l'année de calcul.

II.4.1 Choix de la station pluviométrique

En tenant compte de la position de notre périmètre, nous avons choisi la station de Zit Emba qui présente les caractéristiques suivantes :

Tableau II.8 : caractéristique principales de la station pluviométrique (ANRH Alger).

Nom de la station	Code	Coordonnées		Altitude	Période d'observation	Nbre d'années d'observer
		X(m)	Y(m)			
Zit Emba ST.Hydro.	031102	911.4	385.3	58	1987-2017	31 ans

II.4.2 Répartition de la pluie moyenne annuelle

La série des précipitations moyennes mensuelles de la station pluviométrique (1987-2017) est donnée dans le tableau ci-après :

Tableau II.9 : Les précipitations moyennes mensuelles de la station pluviométrique Zit Emba

Année	SEPT	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	Pluies annuelles
1987	0	3.8	33.2	30.1	78.1	78.4	44.1	0.8	2.5	4.4	0	0	275.4
1988	3.7	0	31.2	130.9	44	69.3	22.6	37.8	1.4	3.4	2.6	6.7	353.6
1989	1.1	34.3	51.6	47.8	142.5	0	0	0	0	0	0	0	277.3
1990	0	0	93	220	56.6	52.2	165.4	25.8	3	7.1	0	7.1	630.2
1991	49.5	120.9	26.4	11.7	45.5	79	21.6	149.3	39.4	0	0	0	543.3
1992	0	0.5	87.8	103	32.4	17.7	19.9	3.4	0	0	0	0	264.7
1993	0	36.2	17.7	151.8	141.1	164.6	0	0	9.6	0	0	0	521
1994	18.1	28.3	0	130.6	147.9	13.8	72.9	16.9	32.7	0	0	0	461.2
1995	58.5	19.7	19.7	30.2	118.8	221.8	30.8	65.3	8.5	0	0	1.2	574.5
1996	17.8	64.1	15.1	78.7	55.7	13.6	3	33.9	3.4	47	0	2.3	334.6
1997	18.6	96.4	154.1	169.4	75.7	44.1	40.4	24.7	56.7	2	0	7.8	689.9
1998	76	78	295.2	39	46.9	56.2	10.3	0	0	0	0	0	601.6
1999	0.6	2.2	50.8	97	77.2	8	32.9	16.9	48.7	0	0	0	334.3
2000	2.9	27.9	6.8	138.4	163.9	49	14.6	42.7	15.4	0	0	0	461.6
2001	16.6	0.5	23.7	46.7	19.8	39.3	16.5	4.1	2.5	0	6	11.4	187.1
2002	10.1	28.3	167.6	140.6	199	93.8	13.1	113.7	33.2	0	0	0	799.4
2003	70.1	51.2	27.3	165.1	89.6	14.8	48.7	59.5	43.4	68.1	0.7	6.2	644.7
2004	58.8	13.2	228	144.1	139.8	177.8	66.6	110.8	7.7	4	1.7	36.9	989.4
2005	12.7	5.6	36.9	189	141.9	118.7	33.3	20	25.1	2.1	0	9.7	595
2006	56.1	23.4	18	133	139.2	31.6	230.9	39.7	3.5	27.1	0	0	702.5
2007	23.9	84.6	92.5	163.1	9.1	9.3	109.2	20.7	47.6	29.4	2.4	2.5	594.3
2008	43	14.9	56.1	56.3	196.2	86.4	113.4	88	37.9	0	2.5	10.8	705.5
2009	178	0	20.9	73.9	116.8	38.2	71.1	11.9	29.4	23.8	0	0.7	564.7
2010	22.2	50.7	201.5	54.4	29.5	119.5	72.3	37.1	21.9	0	0	7.3	616.4
2011	22.2	112.1	20.5	120	31.4	284.4	83.2	68	36.8	36.3	3	0	817.9
2012	121.9	0	0	0	90.4	209.1	54	87.3	0	0	0	0	562.7
2013	77.6	47.5	184.6	40.4	114.1	182.5	57.9	50.7	34.1	0	0	8.5	797.9
2014	0	36.2	16.7	40.4	59.7	51.8	20.5	20.5	5.7	4	0	0	255.5
2015	51	84.3	0.03	0	174.01	224	95.3	0	40.1	0	0	4.4	673.14
2016	20.5	34.2	56.1	21.2	94.1	23	24.2	40.1	54.8	7.4	3.4	0	379
2017	10.7	66.8	155.4	145.2	150.1	66.8	1.7	23.1	1.7	4.9	0	1	627.4

Cette série de pluies annuelles présente des caractéristiques statistiques suivantes :

Tableau II.10 : Caractéristiques de la série pluviométrique.

Moyenne	543 mm
Ecart type	194 mm
Cv	0.357
P _{min}	187 mm
P _{max}	989 mm

II.4.3 Etude de l'homogénéisation de la série pluviométrique : Test de Wilcoxon

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au test de Wilcoxon ou test des rangs, ce test permet l'homogénéisation de la série sans qu'il fasse appel à une autre série pluviométrique homogène d'une station voisine, étalé sur la même période d'observation.

Soient 2 variables aléatoires Y et X, représentant respectivement 2 séries de précipitations annuelles de taille N1 et N2. Y étant la série à étudier et X étant la série de base avec N1>N2.

Si l'échantillon Y est issu de la même population que l'échantillon X, l'échantillon nouveau YUX est également issu de la même population.

On classe les éléments de ce nouvel échantillon Y U X par ordre décroissant et on associe à chacune des valeurs le rang qu'elle occupe dans cette série.

On calcul les quantités Wy et Wx :

Wy : représente la somme des rangs des Y et c'est celle qui nous intéresse et est égale à :

$$W_y = \sum_{i=1}^n \text{rang} = 1 + 3 + 4 + \dots + 13 + 17 + \dots + n$$

$$W_x = \sum_{j=1}^{n-1} \text{rang} = 2 + 5 + \dots + 12 + 14 + 15 + 16 + \dots + n - 1$$

L'hypothèse est vérifiée si : $W_{\min} < W_x < W_{\max}$

Avec :

$$W_{\min} = \frac{(N_1+N_2+1)N_1-1}{2} - u_{1-\frac{\alpha}{2}} * \sqrt{\frac{N_1N_2(N_1+N_2+1)}{12}} \quad \dots \quad \text{(III.1)}$$

$$W_{\max} = (N_1+N_2+1)*N_1 - W_{\min} \quad \dots \quad \text{(III.2)}$$

$u_{1-\frac{\alpha}{2}}$: représente la valeur de la variable centrée réduite de Gauss correspondant à une

probabilité de $1-\frac{\alpha}{2}$

L'application de ce test est comme suivie :

Rang	Série	X	Y	Tri	X U Y
1	275.4	275.4	644.7	989.4	y
2	353.6	353.6	989.4	817.9	y
3	277.3	277.3	595	799.4	x
4	630.2	630.2	702.5	797.9	y
5	543.3	543.3	594.3	705.5	y
6	264.7	264.7	705.5	702.5	y
7	521	521	564.7	689.9	x
8	461.2	461.2	616.4	673.14	y
9	574.5	574.5	817.9	644.7	y
10	334.6	334.6	562.7	630.2	x
11	689.9	689.9	797.9	627.4	y
12	601.6	601.6	255.5	616.4	y
13	334.3	334.3	673.14	601.6	x
14	461.6	461.6	379	595	y
15	187.1	187.1	627.4	594.3	y
16	799.4	799.4		574.5	x
17	644.7			564.7	y
18	989.4			562.7	y
19	595			543.3	x
20	702.5			521	x
21	594.3			461.6	x
22	705.5			461.2	x
23	564.7			379	y
24	616.4			353.6	x
25	817.9			334.6	x
26	562.7			334.3	x
27	797.9			277.3	x
28	255.5			275.4	x
29	673.14			264.7	x
30	379			255.5	y
31	627.4			187.1	x

La répartition des valeurs du tableau ci-dessus, donne les résultats suivants :

Tableau II.11 : Résultats du test de Wilcoxon

N1	N2	W_{\min}	W_y	W_{\max}
16	15	134.04	175	377.96

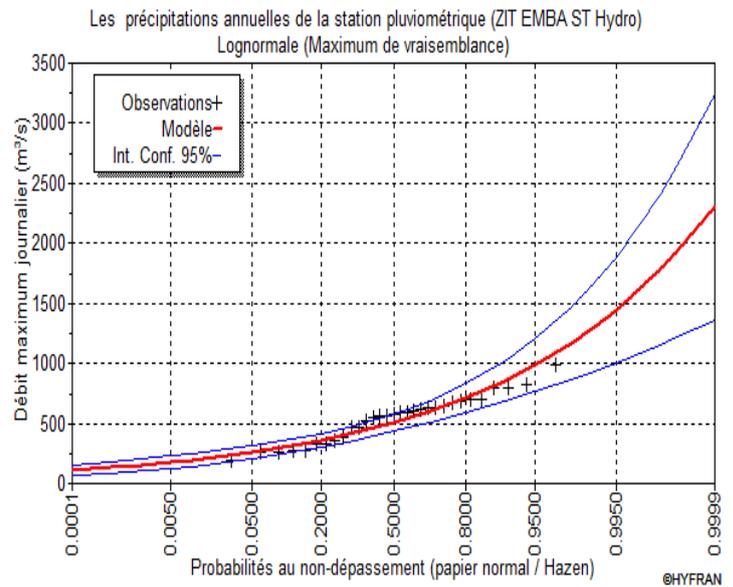
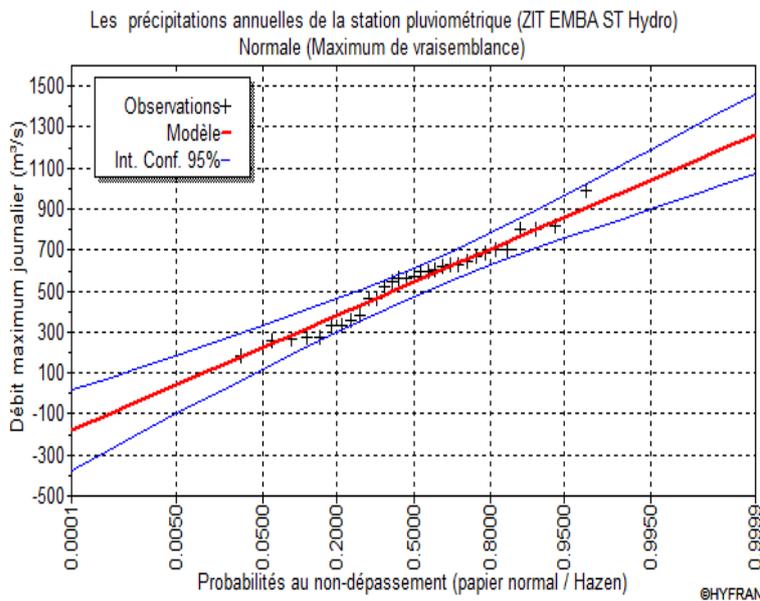
$W_{\min} < W_y < W_{\max}$ est vérifiée

✓ Donc la série pluviale est homogène

L'équation de la droite de Galton s'écrit comme suit :

$$\ln(X_p\%) = \overline{\ln(X)} + \delta \ln * (U_p\%) \dots(III.4)$$

L'exécution des calculs d'ajustement a été fait par le logiciel Hyfran



II.4.5 Test de validité de l'ajustement

Après ajustement avec les loi Normale et Log-normale, l'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. L'un des tests le plus employé, est le test du Khi-deux (χ^2).

Test de khi carré : L'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré (χ^2).

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

On divise cet échantillon en un certain nombre de classes K contenant chacune n_i valeurs expérimentales. Le nombre v_i est le nombre théorique de valeurs sur un échantillon de N valeurs affectées à la classe i par la loi de répartition, donnée par la relation suivante :

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

$f(X)$: étant la densité de probabilité correspondant à la loi théorique. La variable aléatoire χ^2 , dont la répartition a été étudiée par Pearson, est définie par l'expression suivante :

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} \quad \lambda = K - 1 - P$$

Avec :

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

On calcule χ^2 .

On calcule le nombre de degré de liberté λ .

On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson IV (voir tableau II.12 ci-après)

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

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.01$ si et seulement si : $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$

A partir du logiciel HYFRAN on obtient les résultats suivants :

Tableau II.12 : résultat du test de validité de Khi carrée

Résultat	Loi Normale	Loi Log Normale
X^2	5.81	7.61
Probabilité p (χ^2)	0.21	0.11
Degrés de liberté	4	4
Nombre des classes	7	7

A partir du tableau de Pearson on peut tirer la valeur de χ^2 théorique, tel que :

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

Le test de khi-deux (χ^2) montre que : $\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ (pour les deux lois)

Cependant **La loi normale (Gauss)** présente un (χ^2) de 5.98 inférieur donc la loi normale présente un meilleur ajustement, elle sera prise en compte pour le calcul des quantiles 80%

Tableau II.13 : Ajustement à la loi normale.

T	Fréq N/Dep	Quantile	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
5.0	0.8000	706	40.7	627 – 786
2.0	0.5000	543	34.9	475 – 611
1.25	0.2000	380	40.7	300 – 460

II.4.6 Détermination de l'année de calcul :

Le but principal de la détermination de l'année de calcul, est de connaître la quantité de pluie qui peut être utilisée par la plante, c'est une fraction de la pluie efficace (pluie de probabilité 80%). Pour trouver la pluviométrie moyenne mensuelle de probabilité 80% on utilise la loi suivante :

$$P_{i,80\% \text{ de chaque mois}} = P_{i,\text{moy de chaque mois}} \times \frac{P_{\text{théorique } 80\% (\text{annuel})}}{P_{\text{théorique } 50\% (\text{annuel})}} \dots\dots \text{(III.5)}$$

D'après le tableau d'ajustement à la loi log normale on trouve :

$$P_{80\%} = 380 \quad P_{50\%} = 543 \text{ mm} \quad \text{d'où: } \frac{P_{80\% \text{ annuelle}}}{P_{50\% \text{ annuelle}}} = 0.7$$

Les pluies mensuelles de projet, sont calculées comme suit :

Tableau II.12 : Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche ($f_{\text{req}} = 80\%$).

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	Juil	Aout	Année
P_{moy} (mm/mois)	33.62	37.61	70.59	93.94	97.45	85.12	51.30	39.12	20.86	8.74	0.72	4.02	543
$P_{\text{moy}80\%}$ (mm/mois)	23.53	26.32	49.42	65.75	68.22	59.58	35.91	27.38	14.60	6.12	0.50	2.81	380

II.5 Conclusion

Au cours de ce chapitre, l'objectif était de dégager les principales caractéristiques statistiques de la série pluviométrique, retenue comme représentative, de la zone de projet.

Quant à l'ajustement des séries de pluies moyennes annuelles, il faut signaler que le test de Khi carré a montré un ajustement à considérer avec la loi Normale (la loi de Gauss).

Concernant l'ajustement des séries des pluies moyennes annuelles, on constate que la loi de Gauss, adoptée dans notre projet.

Les calculs manuels des expressions statistiques nécessitent plus temps, mais avec l'outil informatique, on parvient aisément aux résultats escomptés. et l'utilisation des logiciels tel que HYFRAN nous a permis l'élaboration des analyses statistiques les plus courantes en hydrologie.

Chapitre III

Besoin en eau des cultures

CHAPITRE III : BESOINS EN EAU DES CULTURES

III.1. Introduction

Les pluies, en particulier de leur part efficace, fournissent une partie de l'eau requise pour satisfaire les besoins d'évapotranspiration des cultures. Dans des conditions arides, il est nécessaire d'irriguer pour compenser le déficit d'évapotranspiration dû à l'insuffisance ou à l'irrégularité des précipitations.

La consommation d'eau pour l'irrigation est définie comme étant le volume d'eau nécessaire pour compenser le déficit, elle varie considérablement en fonction des conditions climatiques, des saisons, des cultures et des types de sol.

L'objectif de ce chapitre est de quantifier les besoins en eau des cultures sur la base des calculs définis auparavant, telle que les doses d'arrosage qu'il faut appliquer aux cultures cultivées au cours de la période de végétative.

III.2. Besoin en eau du périmètre

III.2.1 Concept de l'évapotranspiration potentielle

L'évapotranspiration représente la quantité d'eau perdue sous forme de vapeur à partir d'une surface couverte de végétation. Cette quantité est généralement exprimée par unité de surface et par unité de temps, en mm/jours ou par mois.

On distingue : l'évapotranspiration de référence (ET_0) et l'évapotranspiration maximale (ETM).

III.2.2 Calcul de L'évapotranspiration de référence (ET_0)

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

Pour le calcul de l'évapotranspiration de référence, il existe plusieurs méthodes, répartis en deux classes :

❖ Les méthodes directes

Les méthodes pratiques, réelles utilisées pour l'estimation de l'évapotranspiration sont :

- Case lysimétrique.
- Bac d'évaporation.

❖ Les méthodes indirectes

Vu la complexité de la mise en œuvre d'un dispositif de mesure de l'évapotranspiration potentielle et à défaut de mesures directes, il est toujours préférable d'utiliser des formules empiriques en s'appuyant sur des variables climatiques.

Ces méthodes permettent de calcul l'ET₀ à partir de formules basées sur des paramètres climatiques.

Il existe des formules de calcul dont les principales sont :

- Formule de Turc (1960).
- Formule de Thornthwaite (1955).
- Formule de Blaney-Criddle (1959).
- Formule de Penman ou Formule de Bilan d'énergie (1948)

Dans notre cas, l'évapotranspiration de référence a été évaluée par la méthode la plus utilisée la méthode de Penman-Monteith Modifiée.

- Formule Modifiée de Penman_Monteith

La formule de Penman est la meilleure manière d'estimation de l'ET₀ sous tous les climats. Les experts de la FAO, recommandent la méthode de Penman-Monteith (modifiée) comme méthode privilégiée d'estimation de l'ET₀.

La formule de Penman-Monteith modifiée, est détaillée comme suit :

$$ET_0 = \frac{0,408 \Delta (R_n - G) + \gamma \frac{C_{ste}}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma (1 + 0,34 u_2)} \quad \dots \quad (III.1)$$

Avec :

ET₀ : évapotranspiration de référence [mm jour-1],

R_n : rayonnement net à la surface de la culture [MJ m-2 jour-1],

G : densité de flux de chaleur dans le sol [MJ m-2 jour-1],

T : température journalière moyenne de l'air à une hauteur de 2 m [°C]

u₂ : vitesse du vent à une hauteur de 2 m [m s-1],

e_s : pression de vapeur saturante [KPa],

e_a : pression de vapeur réelle [KPa],

e_s-e_a : déficit de pression de vapeur saturante [KPa],

D : pente de la courbe de pression de vapeur saturante [KPa °C-1],

g : constante psychrométrique [KPa °C-1].

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

- Température : Les températures minimales et maximales mensuelles.
- Humidité de l'air : l'humidité relative de l'air exprimée en pourcentage (%).
- Insolation journalière : donnée en heures d'insolation.
- Vitesse de vent : La vitesse du vent peut être introduite en m/s.

Les résultats de l'évapotranspiration de référence l' ET_0 calculés à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0 selon la formule de Penman & Monteith, modifiée sont récapitulés dans le tableau ci-après

Tableau III.3 : Evapotranspiration de référence ET_0 calculée.

Pays : Algérie		Station : Guelma					
Altitude : 150 m.		Latitude : 36.45 °N			Longitude : 7.43 °E		
Mois	Temp Min	Temp Max	Humidit é	Vent	Insolatio n	Ray.	ETo
	°C	°C	%	m/s	heures	MJ/m ² /jour	mm/mois
Janvier	3.6	14.3	75	2.1	5.2	9	41.87
Février	4.6	15.4	75	2.2	6.2	12.1	48.88
Mars	6.1	18.1	71	2	6.4	15.1	76.13
Avril	8	20.5	70	2	7.2	18.8	96.22
Mai	11.4	25.2	65	1.7	8.9	22.7	132.09
Juin	15	30.5	56	1.6	10.1	24.9	161.2
Juillet	17.8	34.4	50	1.6	10.1	24.6	184.46
Août	18.9	34.5	51	1.8	9.6	22.6	180.27
Septembre	16.9	29.8	62	1.8	8.1	18.1	128.67
Octobre	12.8	24.9	67	1.9	6.6	13.3	90.84
Novembre	9.2	19.3	72	2.1	5.4	9.6	56.78
Décembre	5.8	15.7	74	0.6	4.7	7.9	28.93

III.2.3 Calcul des besoins en eau des cultures : l'évapotranspiration maximale (ETM)

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

Pour estimer l'évapotranspiration maximale (ETM) à partir de l'évapotranspiration de référence (ET_0), on utilise les coefficients culturaux (K_c), dépendant du type de la culture et de son stade de développement et des conditions climatiques qui y règnent.

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

$$ETM = K_c \times ET_0 \dots\dots\dots \text{(III.2)}$$

Avec :

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

ET_0 : Evapotranspiration de référence

III.3 Calcul des besoins d’irrigation

Par définition le bilan hydrique d’une culture donnée est la différence entre d’une part les besoins en eau des cultures (ETM) et d’autre part la somme des apports effectifs des précipitations.

Le calcul des volumes d’eau à apporter par irrigation est réalisé en effectuant période pour chaque stade végétatif le bilan hydrique suivant :

$$Bi = ETM_i - (P_{i\text{ eff}} + RS_{i-1}) \dots\dots \text{(III.3)}$$

Où :

ETM_i : est la valeur réelle de l’évapotranspiration en mm, elle est égale a

P_{i eff} : est la pluie efficace.

RS_{i-1} : Reserve en eau du sol du mois précédent.

✓ L’irrigation est faite lorsque Bi (bilan hydrique) > 0

III.3.1 Calcul des besoins des cultures ETM

Le coefficient cultural (K_c) dépend principalement de :

- La culture considérée.
- Stade phénologique.
- Conditions météorologiques observées.

On retrouvera donc ce paramètre en fonction du stade végétatif de la plante ; de la force du vent et de la valeur moyenne de l’humidité moyenne minimale de l’air régnant au niveau de notre périmètre d’étude, à partir du bulletin « irrigation et drainage », FAO N°24

III.3.2 Calcul de la pluie efficace

Dans notre cas, nous l’avons estimée avec la méthode du pourcentage fixe. Avec :

$$P_{\text{eff}} = 0.8 \times P_{\text{moy } 80\%} \dots \text{(III.4)}$$

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

P% : pluie annuelle de probabilité de 80% en (mm/mois).

Le résultat de ce calcul par cette méthode fixe est donné dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.4 : Calcul des pluies efficaces.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
P_{moy 80%} (mm/mois)	23.53	26.32	49.42	65.75	68.22	59.58	35.91	27.38	14.60	6.12	0.50	2.81
P_{eff} (mm/mois)	18.83	21.06	39.53	52.60	54.57	47.67	28.73	21.91	11.68	4.90	0.40	2.25

III.3.3 Calcul de la réserve en eau du sol

C'est la quantité d'eau disponible du mois précédent, elle est assimilée à la **réserve facilement utilisable** par les cultures (RFU).

Le calcul de la RFU se fait comme suit :

$$RFU = Y \times (H_{cc} - H_{pf}) \times D_a \times Z \dots \dots \text{(III.5)}$$

H_{cc} : humidité à la capacité au champ

H_{pf} : humidité au point de flétrissement

Z : profondeur racinaire

Y : coefficient qui dépend de la nature du sol

D_a : densité apparente du sol

III.4 Choix des cultures

Le choix des cultures à mettre en place dans un périmètre est primordial, il doit concilier entre les critères suivants :

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

III.4.1 Occupation des sols

A – Occupation actuelle du sol

L'occupation actuelle du sol (exprimée en totalité du périmètre exploité à Roknia dont le secteur étudié est inclus (428 ha) est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Occupation actuelle de la totalité du périmètre de Roknia

Entités Cultures	Roknia	
	En ha/ans	En %
Cultures maraîchères	300	6.21
Céréales	2250	46.63
Agrumes	25	0.52
Les graines	62	1.3
Arbres fruitiers	809	16.76
Forêt	/	/
Jachère	15.5	0.32
Fourrages	238	5
Terre nue	118	2.44

Légumes secs	418	8.66
Autres	589.5	12.21
Total	4763	100

B – Occupation projetée et cultures proposées

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

Tableau III.4 : Scénarios d'occupation du sol pour l'ensemble du périmètre

Scénario	Céréales %	Fourrages %	Maraîchage %	Arboriculture %	Total %
1	70	10	15	5	100
2	60	10	20	10	100
3	50	10	25	15	100
4	40	10	35	15	100

Le scénario proposé le quatrième (4), ce choix est expliqué par l'avantage technico-économique possible dans l'exploitation de la source en eau du sol ainsi que la superficie du périmètre en terme de :

- Disponibilité de l'eau.
- Types des cultures (adaptation aux phénomènes végétaux).
- Diversité équilibrée des cultures.
- Techniques d'irrigation à mettre en place.

Les cultures proposées sont :

Tableau III.5: Occupation de sol en fonction des cultures

Les cultures	Surface occupé en %	Surface occupée en Ha
La céréaliculture :		
▪ Blé	40	171
▪ Orge grain		
Les cultures fourragères :		
▪ Orge en vert	10	43
▪ Avoine		
Le maraîchage :		
▪ Poivron		
▪ Ail /Oignon vert		
▪ Choux		
▪ Pomme de terre		
▪ Le haricot vert	35	150
▪ Concombre vert		
▪ Carottes		
▪ Tomates		
▪ Pastèque		
L'arboriculture :	15	64

<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pommier ▪ Olivier ▪ Abricot 		
Total	100 %	428 ha

III.4.2 Assolements des cultures

L’assolement représente la manière d’exploitation du périmètre d’une part agricole qui permet l’association et la combinaison des grandes classes de cultures, à savoir : les maraîchages, céréaliculture, fourragères.

L’assolement et la rotation présente des avantages :

- De minimiser les mauvaises herbes et les adventices ;
- D’empêcher l’apparition des maladies cryptogamiques ;
- Améliore la structure du sol : Grâce aux types de racines différents, propre à chaque famille de culture, le profil du sol est mieux exploré.

L’assolement proposé est détaillé dans le tableau III.6 :

Tableau III.6 : Assolement proposé pour le périmètre de Roknia

Assolement 1	Assolement 2
Blé Orge grain	Blé Orge en vert
Avoine fourragère	Avoine fourragère
Poivron	Concombre Pomme de terre
Carotte	Tomate
Tomate	Oignon
Ail	Chou
Haricot vert	Pastèque
Arboricultures : Pommier, abricotier, olivier	Arboricultures : Pommier, abricotier, olivier

III.6 Estimation des besoins en eau des cultures choisies

Tableau III.9 : Calcul des besoins en eau du blé

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67	0	0.00	0.00	0	0.00	0.0
Octobre	26.32	21.06	90.84	0.3	22.28	6.27	0.3	27.25	0.0
Novembre	49.42	39.54	56.78	0.5	37.13	7.43	0.7	39.75	0.0
Décembre	65.75	52.6	28.93	0.5	37.13	12.38	0.85	24.59	0.0
Janvier	68.22	54.58	41.87	0.6	44.55	12.38	0.95	39.78	0.0
Février	59.58	47.66	48.88	0.6	44.55	14.85	0.95	46.44	0.0
Mars	35.91	28.73	76.13	0.6	44.55	14.85	1	76.13	32.6
Avril	27.38	21.9	96.22	0.6	44.55	14.85	0.85	81.79	45.0
Mai	14.6	11.68	132.09	0.6	44.55	0.00	0.7	92.46	80.8
Juin	6.12	4.9	161.2	0.6	44.55	0.00	0.45	72.54	67.6
Juillet	0	0.4	184.46	0	0.00	0.00	0	0.00	0.0
Août	2.81	2.25	180.27	0	0.00	0.00	0	0.00	0.0

Tableau III.10 : Calcul des besoins en eau de l'orge grain

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67	0	0.00	0.00	0	0.00	
Octobre	26.32	21.06	90.84	0	0.00	0.00	0	0.00	
Novembre	49.42	39.54	56.78	0.3	22.28	7.02	0.4	22.71	0.00
Décembre	65.75	52.6	28.93	0.5	37.13	7.43	0.7	20.25	0.00
Janvier	68.22	54.58	41.87	0.5	37.13	12.38	0.85	35.59	0.00
Février	59.58	47.66	48.88	0.6	44.55	12.38	0.95	46.44	0.00
Mars	35.91	28.73	76.13	0.6	44.55	14.85	0.9	68.52	24.94
Avril	27.38	21.9	96.22	0.6	44.55	14.85	0.9	86.60	49.85
Mai	14.6	11.68	132.09	0.6	44.55	0.00	0.8	105.67	93.99
Juin	6.12	4.9	161.2	0.6	44.55	0.00	0.45	72.54	67.64
Juillet	0	0.4	184.46	0	0.00	0.00	0	0.00	
Août	2.81	2.25	180.27	0	0.00	0.00	0	0.00	

Tableau III.11 : Calcul des besoins en eau de l'orge en vert

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67	0	0.00	0.00	0	0.00	0.0
Octobre	26.32	21.06	90.84	0	0.00	0.00	0.3	27.25	0.0
Novembre	49.42	39.54	56.78	0.3	22.28	0.00	0.5	28.39	0.0
Décembre	65.75	52.6	28.93	0.5	37.13	7.43	0.6	17.36	0.0
Janvier	68.22	54.58	41.87	0.5	37.13	12.38	0.9	37.68	0.0
Février	59.58	47.66	48.88	0.6	44.55	12.38	0.95	46.44	0.0
Mars	35.91	28.73	76.13	0.6	44.55	14.85	1	76.13	32.6
Avril	27.38	21.9	96.22	0.6	44.55	14.85	0.9	86.60	49.8
Mai	14.6	11.68	132.09	0.6	44.55	14.85	0.7	92.46	65.9
Juin	6.12	4.9	161.2	0	0.00	14.85	0	0.00	0.0
Juillet	0	0.4	184.46	0	0.00	0.00	0	0.00	0.0
Août	2.81	2.25	180.27	0	0.00	0.00	0	0.00	0.0

Tableau III.12 : Calcul des besoins en eau de l'avoine fourragère

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
Octobre	26.32	21.06	90.84	0.3	14.85	0.00	0.4	36.34	15.28
Novembre	49.42	39.54	56.78	0.5	24.75	4.95	0.4	22.71	0.00
Décembre	65.75	52.6	28.93	0.6	29.70	8.25	0.65	18.80	0.00
Janvier	68.22	54.58	41.87	0.8	39.60	9.90	0.8	33.50	0.00
Février	59.58	47.66	48.88	1	49.50	13.20	0.9	43.99	0.00
Mars	35.91	28.73	76.13	1	49.50	16.50	1.05	79.94	34.71
Avril	27.38	21.9	96.22	1	49.50	16.50	1.05	101.03	62.63
Mai	14.6	11.68	132.09	1	49.50	0.00	0.8	105.67	93.99
Juin	6.12	4.9	161.2	1	49.50	0.00	0.6	96.72	91.82
Juillet	0.5	0.4	184.46	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
Août	2.81	2.25	180.27	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00

Tableau III.13 : Calcul des besoins en eau du poivron

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67						
Octobre	26.32	21.06	90.84						
Novembre	49.42	39.54	56.78						
Décembre	65.75	52.6	28.93						
Janvier	68.22	54.58	41.87						
Février	59.58	47.66	48.88						
Mars	35.91	28.73	76.13						
Avril	27.38	21.9	96.22	0.3	14.85	9.58	0.4	38.49	7.01
Mai	14.6	11.68	132.09	0.4	19.80	4.95	0.8	105.67	89.04
Juin	6.12	4.9	161.2	0.7	34.65	6.60	1.05	169.26	157.76
Juillet	0.5	0.4	184.46	0.7	34.65	11.55	0.8	147.57	135.62
Août	2.81	2.25	180.27						

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

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67	0.2	9.90	0.00	0.4	51.47	32.65
Octobre	26.32	21.06	90.84	0.4	19.80	6.27	0.7	63.59	36.25
Novembre	49.42	39.54	56.78	0.4	19.80	6.60	0.9	51.10	4.96
Décembre	65.75	52.6	28.93	0.4	19.80	6.60	0.7	20.25	0.00
Janvier	68.22	54.58	41.87						
Février	59.58	47.66	48.88						
Mars	35.91	28.73	76.13						
Avril	27.38	21.9	96.22						
Mai	14.6	11.68	132.09						
Juin	6.12	4.9	161.2						
Juillet	0.5	0.4	184.46						
Août	2.81	2.25	180.27						

Tableau III.15: Calcul des besoins en eau de l'oignon

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67						
Octobre	26.32	21.06	90.84	0.4	19.8	6.6	0.5	45.42	18.09
Novembre	49.42	39.54	56.78	0.4	19.8	6.6	0.75	42.59	
Décembre	65.75	52.6	28.93	0.4	19.8	19.8	0.95	27.48	
Janvier	68.22	54.58	41.87	0.4	19.8	19.8	0.95	39.78	
Février	59.58	47.66	48.88	0.4	19.8	19.8	0.75	36.66	
Mars	35.91	28.73	76.13						
Avril	27.38	21.9	96.22						
Mai	14.6	11.68	132.09						
Juin	6.12	4.9	161.2						
Juillet	0.5	0.4	184.46						
Août	2.81	2.25	180.27						

Tableau III.16: Calcul des besoins en eau de l'ail

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67						
Octobre	26.32	21.06	90.84	0.4	19.8	6.6	0.5	45.42	18.09
Novembre	49.42	39.54	56.78	0.4	19.8	6.6	0.75	42.59	0
Décembre	65.75	52.6	28.93	0.4	19.8	19.8	0.95	27.48	0
Janvier	68.22	54.58	41.87	0.4	19.8	19.8	0.95	39.78	0
Février	59.58	47.66	48.88	0.4	19.8	19.8	0.75	36.66	0
Mars	35.91	28.73	76.13	0.4	19.8	6.6	0.5	38.07	0
Avril	27.38	21.9	96.22						
Mai	14.6	11.68	132.09						
Juin	6.12	4.9	161.2						
Juillet	0.5	0.4	184.46						
Août	2.81	2.25	180.27						

Tableau III.17 : Calcul des besoins en eau du chou

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67	0.3	14.85	0.00	0.5	64.34	45.52
Octobre	26.32	21.06	90.84	0.4	19.80	4.95	0.7	63.59	37.58
Novembre	49.42	39.54	56.78	0.5	24.75	6.60	0.95	53.94	7.80
Décembre	65.75	52.6	28.93	0.6	29.70	8.25	0.8	23.14	0.00
Janvier	68.22	54.58	41.87						
Février	59.58	47.66	48.88						
Mars	35.91	28.73	76.13						
Avril	27.38	21.9	96.22						
Mai	14.6	11.68	132.09						
Juin	6.12	4.9	161.2						
Juillet	0.5	0.4	184.46						
Août	2.81	2.25	180.27						

Tableau III.18 : Calcul des besoins en eau du haricot

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67	0.8	39.60	0.00	0.9	115.80	96.98
Octobre	26.32	21.06	90.84	0.8	39.60	0.00	0.85	77.21	56.15
Novembre	49.42	39.54	56.78	0	0.00		0	0.00	
Décembre	65.75	52.6	28.93	0	0.00		0	0.00	
Janvier	68.22	54.58	41.87	0	0.00		0	0.00	
Février	59.58	47.66	48.88	0	0.00		0	0.00	
Mars	35.91	28.73	76.13	0	0.00		0	0.00	
Avril	27.38	21.9	96.22	0	0.00		0	0.00	
Mai	14.6	11.68	132.09	0	0.00		0	0.00	
Juin	6.12	4.9	161.2	0	0.00		0	0.00	
Juillet	0.5	0.4	184.46	0.5	24.75	0.00	0.65	119.90	119.90
Août	2.81	2.25	180.27	0.7	34.65	0.00	0.95	171.26	169.01

Tableau III.19 : Calcul des besoins en eau de la pomme de terre (saison)

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67						
Octobre	26.32	21.06	90.84						
Novembre	49.42	39.54	56.78						
Décembre	65.75	52.6	28.93						
Janvier	68.22	54.58	41.87						
Février	59.58	47.66	48.88	0.4	19.80	18.19	0.5	24.44	0.00
Mars	35.91	28.73	76.13	0.6	29.70	6.60	0.75	57.10	0.00
Avril	27.38	21.9	96.22	0.6	29.70	9.90	1.05	101.03	49.43
Mai	14.6	11.68	132.09	0.6	29.70	9.90	0.75	99.07	57.69
Juin	6.12	4.9	161.2						
Juillet	0.5	0.4	184.46						
Août	2.81	2.25	180.27						

Tableau III.20 : Calcul des besoins en eau du concombre

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67						
Octobre	26.32	21.06	90.84						
Novembre	49.42	39.54	56.78						
Décembre	65.75	52.6	28.93						
Janvier	68.22	54.58	41.87						
Février	59.58	47.66	48.88						
Mars	35.91	28.73	76.13						
Avril	27.38	21.9	96.22						
Mai	14.6	11.68	132.09	0.4	19.80	7.30	0.38	50.19	31.21
Juin	6.12	4.9	161.2	0.45	22.28	0.00	0.57	91.88	86.98
Juillet	0.5	0.4	184.46	0.5	24.75	0.00	0.85	156.79	156.79
Août	2.81	2.25	180.27	0.6	29.70	0.00	0.85	153.23	150.98

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

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67						
Octobre	26.32	21.06	90.84						
Novembre	49.42	39.54	56.78						
Décembre	65.75	52.6	28.93						
Janvier	68.22	54.58	41.87						
Février	59.58	47.66	48.88						
Mars	35.91	28.73	76.13	0.7	34.65	15.89	0.5	38.07	0.00
Avril	27.38	21.9	96.22	0.9	44.55	11.55	0.85	81.79	48.34
Mai	14.6	11.68	132.09	1.2	59.40	0.00	1.15	151.90	140.22
Juin	6.12	4.9	161.2	1.2	59.40	0.00	0.9	145.08	140.18
Juillet	0.5	0.4	184.46						
Août	2.81	2.25	180.27						

Tableau III.22 : Calcul des besoins en eau de la pastèque

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67						
Octobre	26.32	21.06	90.84						
Novembre	49.42	39.54	56.78						
Décembre	65.75	52.6	28.93						
Janvier	68.22	54.58	41.87						
Février	59.58	47.66	48.88						
Mars	35.91	28.73	76.13						
Avril	27.38	21.9	96.22	0.4	19.80	9.58	0.6	57.73	26.26
Mai	14.6	11.68	132.09	0.6	29.70	0.00	0.85	112.28	100.60
Juin	6.12	4.9	161.2	0.6	29.70	0.00	1.15	185.38	180.48
Juillet	0.5	0.4	184.46	0.6	29.70	0.00	0.9	166.01	166.01
Août	2.81	2.25	180.27						

Tableau III.23 : Calcul des besoins en eau du pommier

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67	1.5	148.50	0.00	0.75	96.50	77.68
Octobre	26.32	21.06	90.84	1.5	148.50	0.00	0.7	63.59	42.53
Novembre	49.42	39.54	56.78	1.5	148.50	49.50	0.7	39.75	0.00
Décembre	65.75	52.6	28.93	1.5	148.50	49.50	0.6	17.36	0.00
Janvier	68.22	54.58	41.87	1.5	148.50	49.50	0.6	25.12	0.00
Février	59.58	47.66	48.88	1.5	148.50	49.50	0.5	24.44	0.00
Mars	35.91	28.73	76.13	1.5	148.50	49.50	0.5	38.07	0.00
Avril	27.38	21.9	96.22	1.5	148.50	49.50	0.5	48.11	0.00
Mai	14.6	11.68	132.09	1.5	148.50	0.00	0.6	79.25	67.57
Juin	6.12	4.9	161.2	1.5	148.50	0.00	0.65	104.78	99.88
Juillet	0.5	0.4	184.46	1.5	148.50	0.00	0.7	129.12	129.12
Août	2.81	2.25	180.27	1.5	148.50	0.00	0.75	135.20	132.95

Tableau III.24 : Calcul des besoins en eau de l'abricotier

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67	1.5	148.50	0.00	0.5	64.34	45.52
Octobre	26.32	21.06	90.84	1.5	148.50	6.27	0.5	45.42	18.09
Novembre	49.42	39.54	56.78	1.5	148.50	49.50	0.7	39.75	0.00
Décembre	65.75	52.6	28.93	1.5	148.50	49.50	0.75	21.70	0.00
Janvier	68.22	54.58	41.87	1.5	148.50	49.50	0.75	31.40	0.00
Février	59.58	47.66	48.88	1.5	148.50	49.50	0.8	39.10	0.00
Mars	35.91	28.73	76.13	1.5	148.50	49.50	0.7	53.29	0.00
Avril	27.38	21.9	96.22	1.5	148.50	49.50	0.6	57.73	0.00
Mai	14.6	11.68	132.09	1.5	148.50	0.00	0.5	66.05	54.37
Juin	6.12	4.9	161.2	1.5	148.50	0.00	0.5	80.60	75.70
Juillet	0.5	0.4	184.46	1.5	148.50	0.00	0.5	92.23	92.23
Août	2.81	2.25	180.27	1.5	148.50	0.00	0.5	64.34	45.52

Tableau III.25 : Calcul des besoins en eau d'olivier

Mois	P moy (mm)	Peff (mm)	ETP (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RSi-1	KC	ETM	B (mm)
Septembre	23.53	18.82	128.67	1.5	148.50	0.00	0.85	109.37	90.55
Octobre	26.32	21.06	90.84	1.5	148.50	0.00	0.85	77.21	56.15
Novembre	49.42	39.54	56.78	1.5	148.50	49.50	0.75	42.59	0.00
Décembre	65.75	52.6	28.93	1.5	148.50	49.50	0.65	18.80	0.00
Janvier	68.22	54.58	41.87	1.5	148.50	49.50	0.65	27.22	0.00
Février	59.58	47.66	48.88	1.5	148.50	49.50	0.65	31.77	0.00
Mars	35.91	28.73	76.13	1.5	148.50	49.50	0.65	49.48	0.00
Avril	27.38	21.9	96.22	1.5	148.50	49.50	0.65	62.54	0.00
Mai	14.6	11.68	132.09	1.5	148.50	0.00	0.65	85.86	74.18
Juin	6.12	4.9	161.2	1.5	148.50	0.00	0.8	128.96	124.06
Juillet	0.5	0.4	184.46	1.5	148.50	0.00	0.9	166.01	166.01
Août	2.81	2.25	180.27	1.5	148.50	0.00	0.9	162.24	159.99

III.7 Récapitulatif des besoins en eau pour les deux assolements choisis :**Tableau III.26:** Récapitulatif des besoins pour les cultures de l'assolement I en (mm/mois)

Mois	Blé	Orge grain	Avoine	Poivron	Carottes	Tomates	Ail	Haricot	Arboriculture	Total
Septembre					32.65			96.98	213.49	343.38
Octobre			15.28		36.25		18.09	56.15	116.77	242.54
Novembre					4.96					4.96
Décembre										0.00
Janvier										0.00
Février										0.00
Mars	32.55	24.94	34.71							92.19
Avril	45.04	49.85	62.63	7.01		48.34				212.86
Mai	80.78	93.99	93.99	89.04		140.22			196.12	694.15
Juin	67.64	67.64	91.82	157.76		140.18			299.64	824.68
Juillet				135.62				119.90	387.36	642.88
Août								169.01	380.83	549.84

Tableau III.27: Récapitulatif des besoins pour les cultures de l'assolement II. En (mm/mois)

Mois	Orge en vert	Pomme de terre	Concombre	Tomates	Oignon	Choux	Pastèque	Arboriculture	Total
Septembre						45.52		213.49	259.26
Octobre					18.09	37.58		116.77	172.43
Novembre						7.80			7.80
Décembre									0.00
Janvier									0.00
Février									0.00
Mars	32.55			9.34					32.55
Avril	49.85	49.43		48.34			26.26		173.87
Mai	65.93	57.69	31.21	140.22			100.60	196.12	591.77
Juin			86.98	140.18			180.48	299.64	707.28
Juillet			156.39				166.01	387.36	710.17
Août			150.98					380.83	531.81

III.7 Estimations des débits

III.7.1 Calcul du débit spécifique

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

$$q_s = \frac{B_{net} * 10 * 1000}{N_j * N_i * 3600 * E_i} \quad \dots \text{ (III. 6)}$$

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

N_i : nombre des heures d'irrigation, on prend 22h/jour.

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

E_i : Efficience d'irrigation globale = 75%

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

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

$B_{net} = 824.64$ mm/mois.

$$\rightarrow q_s = 4.24 \text{ l/s/ha} > 1.5 \text{ l/s/ha}$$

Le débit spécifique obtenu est supérieur à 1.5. Il y'a un risque de surdimensionnement

Pour y remédier, nous avons trois méthodes pour estimer le débit spécifique :

- Prendre la moyenne des débits spécifiques de l'ensemble des cultures ;
- Prendre en considération la moyenne des débits spécifiques des cultures les plus exigeantes ;
- On prend donc le débit spécifique de la culture la plus exigeante pour le mois de pointe.

✓ **Dans notre cas, on prend le débit spécifique de la culture la plus exigeante**

Le débit spécifique obtenu est supérieur à 1.5. On prend donc le débit spécifique de la culture la plus exigeante pour le mois de pointe (**les pastèques : Besoins nettes = 180.48 mm/mois**)

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

$$q_s = 1 \text{ l/s /ha}$$

III.7.2 Evaluation du débit caractéristique :

Le calcul du débit caractéristique permet de définir

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

S : la superficie nette à irriguer = 428 ha

$$Q_{\text{car}} = q_s * S = 1 * 428 = 428 \text{ l/s.}$$

III.7.3 Estimation des volumes d'eau d'irrigation

L'estimation des volumes d'eau d'irrigation permet de prévoir les volumes d'eau stockés dans la retenue et d'effectuer un meilleur calendrier d'arrosage.

D'après le tableau.

Tableau III.28 : Calcul des volumes d'eau pour les cultures choisies en occupation du périmètre

Culture	Surface	Besoins nets (m ³ /ha)	Efficience	Besoins bruts	Besoins en eau (m ³)
	ha			(m ³ /ha)	
Blé	121	2300.0	0.75	3 066.7	371 066.7
Orge vert	50	1500.0	0.75	2 000.0	100 000.0
Avoine	43	3000.0	0.75	4 000.0	172 000.0
Concombre	25	4300.0	0.75	5 733.3	143 333.3
Pomme de terre	30	1500.0	0.75	2 000.0	60 000.0
Tomates	30	3850.0	0.75	5 133.3	154 000.0
Oignon	15	200.0	0.75	266.7	4 000.0
Choux	20	1000.0	0.75	1 333.3	26 666.7
Pastèque	30	5000.0	0.75	6 666.7	200 000.0
Pommier	30	3800.0	0.75	5 066.7	152 000.0
Abricotier	14	5500.0	0.75	7 333.3	102 666.7
Olivier	20	6800.0	0.75	9 066.7	181 333.3
Total	428				1 667 066.0

III.5. Conclusion

Les exigences hydriques des cultures font la partie préliminaire dans les calculs de conceptions des différents réseaux d'irrigations du premier point sur la ressource en eau jusqu'au dernier qui est la plante.

Leurs calculs se basent sur quatre critères :

- Disponibilité de l'eau.
- Types des cultures (adaptation aux phénomènes végétaux).
- Diversité équilibrée des cultures.
- Techniques d'irrigation à mettre en place.

Ces besoins totalisés sont de l'ordre de 1 700 000 m³ d'eau seront transférer à partir du barrage de Zit Emba qui régularise un volume moyen de **50 Mm³** par an, dont plus de 18 hm³ sont réservés à l'irrigation.

Chapitre IV

Etude des systèmes
d'adduction et de distribution

CHAPITRE IV : ETUDE DES SYSTEMES D'ADDITION ET DE DISTRIBUTION**IV.1 Introduction**

La mobilisation des ressources en eau est la première étape de tout aménagement hydro-agricole.

L'objectif du présent chapitre est l'étude du système d'adduction, ce qui ambitionne donc la valorisation du potentiel hydrique local afin de faire le meilleur usage possible pour produire avec efficacité et obtenir de meilleurs rendements agricoles, ceci en fonction de certaines contraintes telles que les besoins en eau et la disponibilité de l'eau durant les mois de pointe.

IV.2 Présentation du périmètre Roknia-Bouati

Dans le but du développement et de l'augmentation de la production agricole on s'est intéressé à l'aménagement hydro-agricole de ce périmètre de Roknia, l'étude est basée sur l'aménagement hydro-agricole du secteur 2 d'une superficie de l'ordre de 428 ha. La zone d'étude se trouve dans la commune de Roknia wilaya de Guelma.

Selon l'enquête foncière qui répertorie l'ensemble des unités foncières en exploitations du périmètre et l'occupation de leurs sols par les cultures, on distingue cinq classes d'exploitations, voir le tableau N°03, ci-après :

Tableau IV.1 : Répartition des parcelles

Type de parcelle	Nombre de parcelles
Parcelles à superficies moins de 2 ha.	03
Parcelles à superficies moins de 5 ha et plus de 2 ha.	05
Parcelles à superficies moins de 10 ha et plus de 5 ha.	26
Parcelles à superficies moins de 20 ha.	16
Parcelles à superficies plus 20 ha	-

IV.3 Alimentation en eau du périmètre

La principale source d'alimentation en eau du périmètre reste le barrage de Zit Emba, le volume destiné à l'irrigation est de l'ordre de 18 hm³.

IV.4 Organisation du périmètre et plan de bornages

IV.4.1 disposition des ilots d'irrigation

Le terme îlot d'irrigation décrit l'unité hydro agricole, alimentée par une seule borne d'irrigation. La borne d'irrigation est un appareil fonctionnant à la demande, qui assure les fonctions suivantes : Ouverture / fermeture de l'alimentation en eau et réglage du débit, la régulation de la pression ou encore le comptage du volume d'eau utilisé.

Pour notre secteur, le périmètre est divisé en 24 ilots. Chaque îlot, sera desservi par une borne, avec deux ou plusieurs sorties, suivant le nombre d'exploitants et les besoins en eau pour la superficie de l'îlot défini.

IV.4.2 Calcul hydraulique des bornes

Le débit de chaque borne pouvant desservir un ilot est donné par la formule suivante :

$$Q_b = q_s \times S \quad \dots\dots\dots (IV.1)$$

Tel que :

Q_b : Débit de chaque ilot en l/s

q_s : Débit spécifique en l/s/ha

S : Superficie de l'îlot en h

IV.4.5 Choix du diamètre de la borne

Les diamètres des bornes en fonction des débits sont détaillés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1 : Choix du diamètre de la borne.

Type	Débit fourni	Entrée	Sortie (prise)
Type A2	$Q < (11.11) \text{ l/s}$	1 Entrée $\Phi 80, 100$	2 sorties $\Phi 65$
Type A4	$Q < (22.22) \text{ l/s}$	2 Entrée $\Phi 80, 100$	4 sorties $\Phi 65$
Type B	$(22.22 \text{ l/s}) < Q < (33.33 \text{ l/s})$	2 Entrée $\Phi 80, 100, 125$	2 sorties $\Phi 100$
Type C	$Q > (33.33 \text{ l/s})$	2 Entrée $\Phi 80, 100, 125$	1 sortie $\Phi 150$

Le calcul des débits des prises et des bornes est présenté dans le tableau IV.3 :

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

Ilots	superficie (ha)	Parcelles	Superficies (ha)	Q _b (l/s)	Matériau	type Borne
I1	41.97	P1	9.20	9.2	Fonte	A4
		P2	12.60	12.60		
		P3	7.39	9.49		
		P4	10.68	10.68		
I2	7.87	P1	0.3	7.87	Fonte	A4
		P2	1.48			
		P3	3.42			
		P4	2.67			
I3	26.4	P1	11.34	11.34	Fonte	A2
		P2	8.78	8.78		
		P3	6.28	6.28		
I4	11.74	P1	5.63	11.74	Fonte	A2
		P2	6.11			
I5	32.22	P1	8.96	8.96	Fonte	A4
		P2	8.61	8.61		
		P3	7	7		
		P4	7.65	7.65		
I6	18.46	P1	5.89	5.89	Fonte	A2
		P2	8.57	8.57		
		P3	4	4		
I7	24.69	P1	12.51	12.51	Fonte	A2
		P2	13.18	13.18		
I8	27.94	P1	9.53	9.53	Fonte	A2
		P2	6.39	6.39		
		P3	12.02	12.02		
I9	19.49	P1	6.85	6.85	Fonte	A2
		P2	12.64	12.64		
I10	22.12	P1	13.91	13.91	Fonte	A2
		P2	8.15	8.15		
I11	15.20	P1	8.52	8.52	Fonte	A2
		P2	6.78	6.78		

I12	14.39	P1	7.32	7.32	Fonte	A2
		P2	7.07	7.07		
I13		P1	9.28	9.28	Fonte	A2
I14	16.28	P1	11.22	11.22	Fonte	A2
		P2	5.06	5.06		
I15	11.80	P1	8.07	8.07	Fonte	A2
		P2	3.73	3.73		
I16	14.3	P1	10.59	10.59	Fonte	A2
		P2	3.71	3.71		
I17	32.92	P1	7.61	7.61	Fonte	A2
		P2	10.67	10.67		
		P3	14.64	14.64		
I18	12.93	P1	4.72	4.72	Fonte	A2
		P2	8.21	8.21		
I19	10.48	P1	10.48	10.48	Fonte	A2
I20	10.02	P1	10.02	10.02	Fonte	A2
I21	11.79	P1	11.79	11.79	Fonte	A2
I22	8.19	P1	8.19	8.19	Fonte	A2
I23	10.81	P1	10.81	10.81	Fonte	A2
I24	12.01	P1	12.01	12.01	Fonte	A2

Conclusion : D'après le tableau IV.3, l'alimentation en eau du périmètre, nécessite 24 bornes de type A2 et A4.

IV.5 Description de l'aménagement du périmètre : Schéma d'adduction

Le réseau d'adduction a été conçu pour amener les eaux provenant du barrage Zit Emba vers le réservoir projeté. C'est une variante relativement classique, qui consiste sur la réalisation d'un périmètre d'irrigation classique constitué de :

- Une station de pompage cette station de pompage sera équipée de groupe électropompes
- Un réservoir de mise en charge
- Une conduite de distribution gravitaire en PEHD issue du réservoir de mise en charge sur un même linéaire et se raccordant au réseau d'irrigation
- La distribution à partir d'un réservoir de mise en charge est proposée pour couvrir toute la superficie du périmètre et pour éventuellement pratiquer l'irrigation par aspersion.

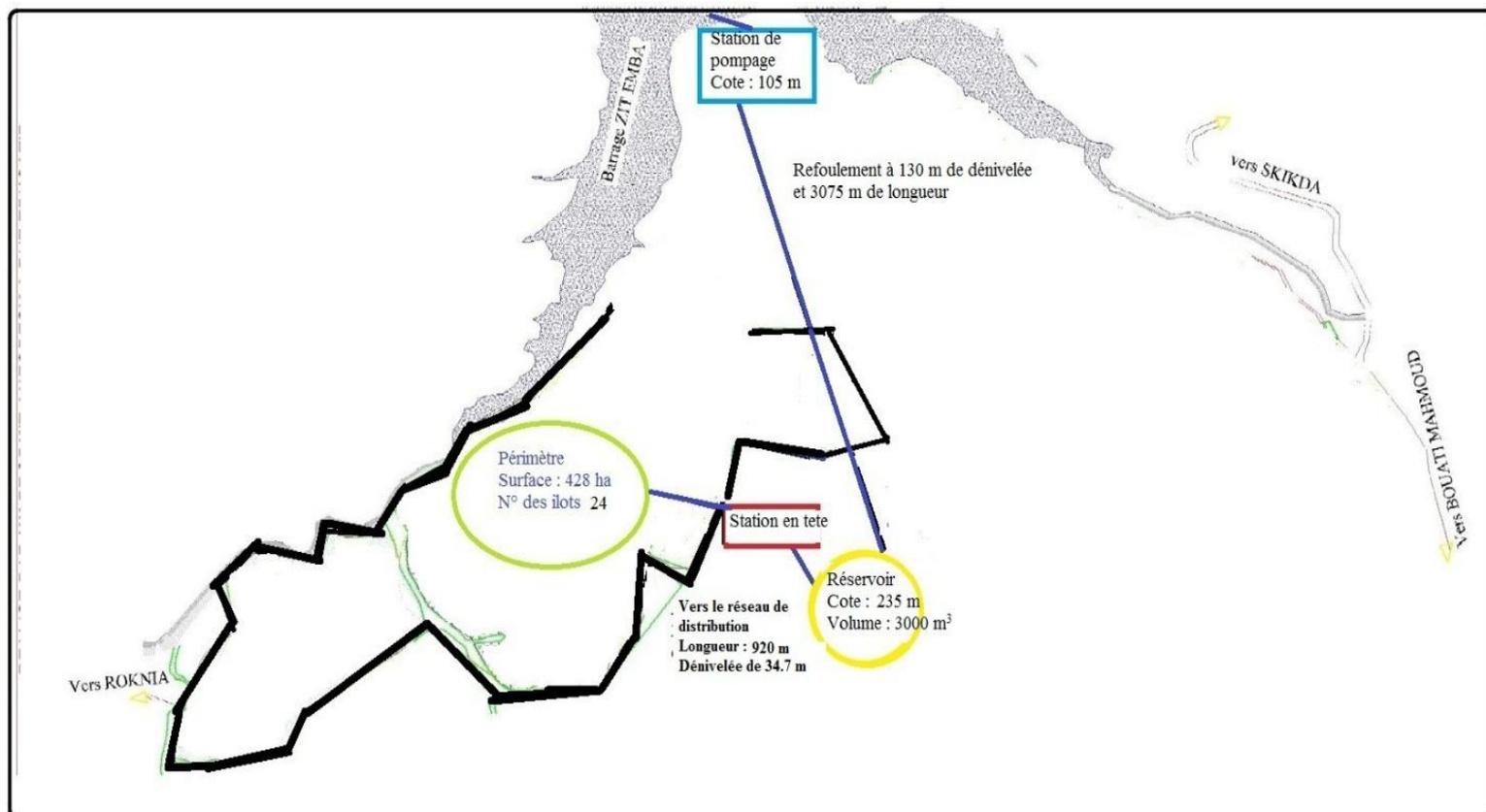


Figure IV.1 : Plan de Situation du périmètre de Bouati-Mahmoude Roknia (secteur 2)

IV.6 Calculs hydrauliques du système d'adduction

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

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

IV.6.1 Etude du système de pompage

IV.6.1.1 Les Types de pompe

Il existe différentes pompes qui peuvent se classer en 2 grandes catégories (**SCHULHOF, 2000**) :

- Les pompes centrifuges
- Les pompes volumétriques

L'utilisation d'un type de pompes ou d'un autre dépend des conditions d'écoulement du fluide.

Il existe trois classes de turbopompes :

- **Les pompes à écoulement radial**

Une pompe centrifuge accélère le fluide qui la traverse et lui procure un mouvement de rotation, cette rotation engendre une sorte de puissance hydraulique. Cette énergie hydraulique peut être assimilée à la somme d'une énergie cinétique déterminée par le mouvement du liquide et d'une énergie potentielle provenant de la hauteur d'eau située en amont de la pompe ; elles sont utilisées pour des débits moyens à une hauteur plus ou moins élevée.

- **Les pompes axiales**

Les pompes axiales, pompes à hélice ou hélicoïde sont des pompes destinées à générer un fort débit et une faible variation de pression. Elles sont utilisées principalement dans l'irrigation.

- **Les pompes semi- axiales**

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

IV.6.1.2 Dimensionnement hydraulique

A- Calcul du débit à refouler

$$Q_{\text{ref}} = Q_c \times (1.05-1.1)$$

$$Q_c = q_s \times S_{\text{tot}} = 0.428 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{ref}} = 0.449 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Le diamètre de refoulement est calculé par la formule de Bonin :

$$\text{On trouve } D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.449} = \mathbf{670 \text{ mm}}$$

B- Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

La HMT d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mcl) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (Fig.1.), elle est donnée par la relation :

$$HMT = ha + hr + \sum h_{pasp} + \sum h_{pref} + P_{exh} \dots \dots \dots \text{ (IV.2)}$$

Avec :

- H_{asp} : Hauteur d'aspiration (m) ;
- H_{ref} : Hauteur de refoulement (m) ;
- $\sum h_{p\ asp}$: Pertes de charges à l'aspiration (m) ;
- $\sum h_{p\ ref}$: Pertes de charges au refoulement (m) ;
- P_{exh} : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur) ;
- HMT : Hauteur Manométrique Totale en (m).
- H_g : Hauteur géométrique en (m).
- H_a : hauteur d'aspiration
- Cote bache : 105 m
- Cote du réservoir = 235 m
- Débit à refouler $Q = 449$ l/s.

C- Calcul de la hauteur géométrique :

$$H_g = h_a + h_r$$

H_g : Hauteur géométrique

h_a : Hauteur d'aspiration

h_r : Hauteur de refoulement : dénivelée entre la station de pompage et le réservoir

Dans notre cas $H_g = 130$ m.

D- La perte de charge totale refoulement :

- **Les pertes de charges linéaires de refoulement** sont calculées selon (Darcy Weisbakh) :

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

Avec :

λ paramètre de rugosité calculé par la formule de (Blasius-Nikuradze) :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

L : Longueur de refoulement.

D : Diamètre selon le débit de refoulement calculé $Q = 0.449$ m³/s donc $D = 670$ mm

V : vitesse de refoulement.

- **Calcul des pertes de charge totales :**

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\sum Hp = 1.10 \times \Delta hp^{lin}$$

Le tableau suivant résume le calcul de la HMT pour le cas de la fonte.

Tableau.IV.7 : Hauteur manométrique totale

D (mm)	L (m)	Q (m ³ /s)	V(m/s)	Reynolds	Λ	ΔHL (m)	ΔHT (m)	HMT
500	3075	0.449	2.287	1143369	0.0122	19.96	21.96	152.0
600	3075	0.449	1.588	952808	0.0118	7.75	8.53	138.5
700	3075	0.449	1.167	816692	0.0114	3.49	3.83	133.8
800	3075	0.449	0.893	714606	0.0112	1.74	1.92	131.9

IV.6.1.3 Dimensionnement économique

A- Calcul des frais d'amortissement :

Amortissement annuel : Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{am} = P_{rc} \times A \dots\dots (IV.6)$$

Avec :

P_{rc} : Prix de la conduite en (DA) ;

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots (IV.7)$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; $i = 8\%$;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 30$ ans.

A.N :

$$A = \frac{0,8}{(1+0,8)^{30} - 1} + 0,8 \quad \text{donc } A = 0,088 = 8.88 \%$$

Pour l'exécution des calculs, il est préférable de poser une gamme de diamètres normalisés, le tableau suivant résumera le prix d'achat de mètre linéaire de ces conduites en fonction de leurs diamètres normalisés, dont le type de matériaux choisi est la fonte.

B- Calcul des Frais d'exploitation

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

$$F_{exp} = E \times e \dots\dots (IV.8)$$

Avec :

F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;

E : Énergie totale dépensée par la pompe (Kw. H) ;

e: Prix unitaire d'un Kw imposé par la SONEGAS. (e = 5.25DA).

C- Puissance des pompes

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{g \times Q \times H_{MT}}{\eta} \dots \dots (IV.9)$$

Avec :

P: Puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

g: Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

Q: Débit à refoulé (m^3/s) ;

H_{MT} : Hauteur manométrique totale (m) ;

η : Rendement du pompage (77%).

D- Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la station de pompage est donnée par la formule suivante :

$$E = P \times t \times 365 \dots \dots (IV.10)$$

Avec :

E: Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (Kw. H) ;

P: Puissance absorbée (Kw) ;

t: Temps de pompage en (heure) ; dans notre cas t =22h

E. Bilan total des frais

Le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement permet de déterminer le diamètre économique de la conduite de refoulement.

Tableau.IV.8 : Calcul du bilan total des frais

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan(DA)
500	4 138 137.0	36 646 517.9	40 784 654.9
600	4 588 825.2	33 406 985.7	37 995 810.9
700	5 763 345.9	32 275 108.5	38 038 454.4
800	6 746 665.6	31 813 242.8	38 559 908.4

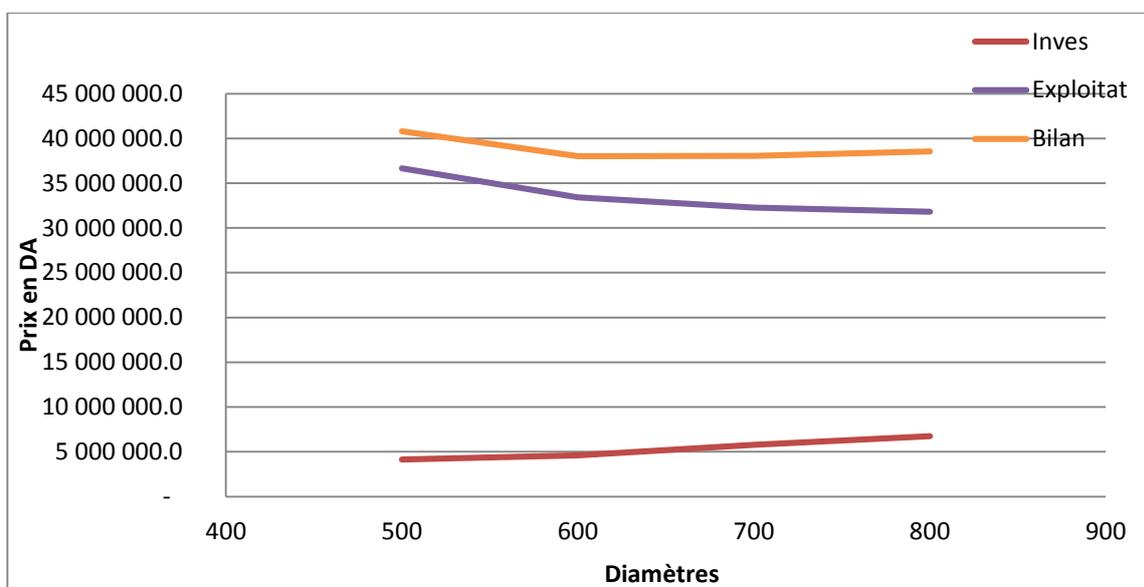


Figure IV.2 : Graphe du cout en fonction diamètre.

- ✓ D’après le tableau du bilan et son graphe, on remarque que le diamètre économique est de 600 mm, et une HMT de 139 m.

IV.6.1.4 Détermination du type et du nombre de pompes (Utilisation d’un logiciel)

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

Pour le choix des pompes on a, les pompes centrifuges à axe horizontal (simple entrée). Donc notre choix est basé sur le nombre, et le type des pompes à utiliser, qui doit respecter ces consignes :

- Nombre minimal de pompes ;
- Le meilleur Rendement ;
- NPSH requis minimal ;
- Puissance absorbée minimale, le nombre de tours par min plus important ;
- En fonction des caractéristiques hydrauliques (débit, hauteur manométrique d’élévation) ;

Tableau IV.4 : Type et nombre de pompes

Nombre de pompes	Q	Hmt calculée	Pompe choisie	η	P	N	NPSH requise	N° étage	Diamètre refoulement	HMT
	l/s	M	/	%	Kw	ltr/min	m	/	M	m
4	111	139	PM 150/ 7 A	68.5	216	1450	7.77	2	150	139
5	84.3	138	PM 150/ 5 A	79.5	144	1450	3.27	2	150	139

Pour les critères cités ci-dessus (une puissance optimale et un rendement acceptable de 79.5% à l'addition d'un débit et une HMT plus au moins compatibles aux débits et HMT demandés), on opte pour une pompe submergée de nombre 5 plus une pompe de secours.

On donne les différentes caractéristiques de cette pompe (PM 150/ 5 A)

- Diamètre d'aspiration $d_a = 300$ mm
- Diamètre de refoulement $D_r = 150$ mm

IV.6.1.5 Calage de la pompe (Hauteur maximale d'aspiration)

Théoriquement, l'on sait qu'en faisant le vide dans un tube, il est impossible de faire monter l'eau à une hauteur supérieure à la pression atmosphérique.

- Lorsque $H = 0.000$ [msm] : $h = 10.33$ m

- Pour une altitude A : $h = 10.33 - 0.0012 A$ m

En réalité, cette hauteur est nettement moins élevée; perte de hauteur due aux pertes de charge et à la mise en vitesse du liquide

Les possibilités d'aspiration sont définies par le NPSH (net positive suction head)

- **NPSH disponible** est la valeur de la pression absolue mesurée sur l'axe de la bride d'aspiration de la pompe.
- **NPSH requis** : chaque constructeur possède pour chaque type de pompe et pour une vitesse de rotation déterminée, une courbe donnant la valeur du NPSH requis en fonction du débit de la pompe considérée.

$$\text{NPSH disponible} > \text{NPSH requis}$$

On prend :

$$(\text{NPSH})_d = (\text{NPSH})_r + 0,5 \dots \text{(IV.3)}$$

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

Résultats :

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 4$ m

$$\sum h_{asp} = \frac{4 \times 4}{1000} = 0,016 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = 6.35 \text{ m/s} \quad , \quad \frac{V_{asp}^2}{2 \cdot g} = 2.06 \text{ m}$$

Pour la pression de vapeur (20°C) égale à 0.23 et la pression atmosphérique sur l'altitude de 95 m est de 10.33 m.

$$(\text{NPSH})_d = 10.33 - (0.23 + 0.016 + 2 + 2.06)$$

$$(\text{NPSH})_d = 6.02 \text{ m} > 3.27 \text{ m} = (\text{NPSH})_r$$

✓ Conclusion : Notre pompe est loin de risque de cavitation.

IV.5.2 Dimensionnement du Réservoir de stockage (Bassin)

Etant donné la superficie importante, on opte pour un réservoir rectangulaire (ou bassin).

Le volume du réservoir est estimé comme suit :

$$V = Q_c \times T_{nf} \dots \dots \text{(IV.11)}$$

Avec :

V : Volume d'eau d'irrigation (m³).

Q_p : débit caractéristique (m³/h), Q_p = 1616.4 m³/h.

T_{nf} : temps de non fonctionnement pris égal à 2 heures.

On trouve donc V = 1616.4 x 2 = 3232.8 m³.

On prend donc V = 3000 m³

Vu le volume de régulation nous optons pour 2 variantes de réservoirs :

✓ **Réservoir circulaire**

Les dimensions finales du bassin sont : 5 x (28 * π/4) = 3000 m³.

✓ **Bassin rectangulaire**

Les dimensions finales du bassin sont : 6 x 25 x 20 = 3000 m³

IV.5.3 La desserte gravitaire

IV.5.3.1 Tracé du réseau de distribution

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

- ✓ Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;
- ✓ Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible ;
- ✓ Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression ;
- ✓ Le tracé escompté est un réseau ramifié qui conduit à un coût d'investissement optimum.

IV.5.3.2 Choix des matériaux des canalisations

De nombreux types de matériaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, PEHD, PRV, .etc.

Fonte : C'est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

PEHD (polyéthylène) : Les tuyaux en PEHD sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion.

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

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

IV.5.3.3 Dimensionnement hydraulique des canalisations

❖ Calcul des diamètres :

Le calcul des diamètres est réalisé sur la base des débits véhiculés par le tronçon de conduite, et les vitesses, selon la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4*Q*0.001}{\pi*V}} \dots \text{(IV.12)}$$

Avec :

Q : débit, exprimé en m³/s ;

D : diamètre exprimé en mm

V : vitesse d'écoulement dans les conduites.

Dans notre étude, on prend une vitesse moyenne dans la conduite égale à 1.5 m/s.

❖ Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charge unitaires, ont été définies par la formule de Lechapt et Calmon :

$$hp = \frac{L*Q^M}{D^N} \dots \text{(IV.13)}$$

Avec :

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

Q : Débit en m^3/s

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

Tableau IV.9 : Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon

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

La rugosité équivalente : $K=0.1$ mm, donc : $L=1.15$ $M=1.89$ $N=5.01$. Les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

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

$$Z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H \dots (IV.14)$$

Où :

h_1 et h_2 sont les hauteurs de pressions ΔH : sont les pertes de charge entre A et B.

v_1 et v_2 sont les vitesses d'écoulement dans A et B

Z_1 et Z_2 sont les côtes du terrain naturel.

Les calculs hydrauliques sont détaillés dans le tableau IV.10.

Tableau IV.10 : Calcul hydrauliques du réseau de distribution

N° tronçon	Longueur du tronçon	Superficie	Débit	Diamètre	Diamètre normalisé	Matériau	Vitesse	P.D.C lin	P.D.C Totale	Cote de terrain	Cote pièzo	Pression	Pression	
	M	Ha	m3/s	mm	Mm	/	m/s	M	m	M	M	m	Bars	
R – ST	976	428	0.428	602.75	600	Fonte	1.51	3.17	3.48	205.3	235.52	30.22	3.02	
ST -- N1	105.00	334.32	0.334	532.72	600	Fonte	1.18	0.22	0.24	196.67	235.28	38.61	3.86	
N1 -- BI5/2	24.00	57.91	0.058	221.71	250	PEHD	1.18	0.14	0.15	197.18	235.43	38.25	3.82	
BI5/2 -- BI5/1	66.00	8.96	0.009	87.21	90	PEHD	1.41	1.71	1.88	201.68	237.31	35.63	3.56	
BI5/2 -- BI5/3	108.00	40.34	0.040	185.05	200	PEHD	1.28	0.93	1.02	181.60	234.40	52.80	5.28	
BI5/3 -- BI5/4	196.00	33.34	0.033	168.23	160	PEHD	1.66	3.52	3.87	163.13	230.54	67.41	6.74	
BI5/4 -- BI7/1	126.00	25.69	0.026	147.67	160	PEHD	1.28	1.40	1.53	156.44	229.00	72.56	7.26	Brise charge
BI7/1 -- BI7/2	170.00	13.18	0.013	105.77	110	PEHD	1.39	3.39	3.73	145.05	225.27	80.22	8.02	Brise charge
N1 -- BI6/2	140.00	18.46	0.018	125.18	125	PEHD	1.50	2.80	3.08	166.31	238.35	72.04	7.20	Brise charge
BI6/2 -- BI6/1	154.00	5.89	0.006	70.71	75	PEHD	1.33	4.46	4.91	175.83	243.26	67.43	6.74	Brise charge
BI6/2 -- BI6/1	155.00	4	0.004	58.27	63	PEHD	1.28	5.13	5.64	160.62	232.71	72.09	7.21	Brise charge

N° tronçon	Longueur du tronçon	Superficie	Débit	Diamètre	Diamètre normalisé	Matériau	Vitesse	P.D.C lin	P.D.C Totale	Cote de terrain aval	Cote pièzo	Pression	Pression	
	M	Ha	m3/s	Mm	Mm	/	m/s	m	m	M	M	m	Bars	
ST--N2	816.00	94.34	0.094	282.99	315	PEHD	1.21	3.71	4.08	203.60	228.60	25.00	2.50	
N2 -- BI4/1	131.00	17.9	0.018	123.27	125	PEHD	1.46	2.47	2.72	189.87	225.88	36.01	3.60	
BI4/1 -- BI4/2	204.00	6.16	0.006	72.31	75	PEHD	1.39	6.42	7.07	198.43	232.95	34.52	3.45	
N2 – NA	747.00	76.44	0.076	254.73	315	PEHD	0.98	2.30	2.53	195.05	226.07	31.02	3.10	
NA – BI2/1	54	8.07	0.008	82.77	90	PEHD	1.27	1.15	1.27	192.33	227.34	35.01	3.50	
NA – NB	520	68.37	0.068	240.91	250	PEHD	1.39	4.01	4.42	185.00	221.65	36.65	3.67	
NB – BI3/1	33	37.08	0.037	177.41	200	PEHD	1.18	0.24	0.27	181.21	221.39	40.18	4.02	
BI3/1 – BI3/2	206	25.74	0.026	147.82	160	PEHD	1.28	2.29	2.52	168.68	218.87	50.19	5.02	
BI3/2 -- BI3/3	265	16.96	0.017	119.99	125	PEHD	1.38	4.53	4.98	151.52	213.89	62.37	6.24	
BI3/3 – BI3/4	96	10.68	0.011	95.21	110	PEHD	1.12	1.30	1.43	140.00	212.46	72.46	7.25	
NB – BI1/1	70	31.29	0.031	162.97	160	PEHD	1.56	1.12	1.23	176.00	220.42	44.42	4.44	
BI1/1 – BI1/2	64	23.9	0.024	142.43	160	PEHD	1.19	0.62	0.68	155.00	219.74	64.74	6.47	
BI1/2 -- BI1/3	181	21.8	0.022	136.03	160	PEHD	1.08	1.48	1.63	145.00	218.12	73.12	7.31	Brise charge
BI1/3 – BI1/4	201	9.2	0.009	88.37	90	PEHD	1.45	5.48	6.02	115.00	212.09	97.09	9.71	Brise charge

N° tronçon	Longueur du tronçon	Superficie	Débit	Diamètre	Diamètre normalisé	Matériau	Vitesse	P.D.C Totale	Cote de terrain aval	Cote pièzo	Pression	Pression	
N1--N3	1512	276.1	0.2761	484.09	500	Fonte	1.41	5.82	189.42	229.43	40.01	4.00	
N3 -- BI9/1	129	58.56	0.0586	222.95	250	PEHD	1.19	0.82	200.19	230.25	30.06	3.01	
BI9/1 – BI8/2	153	15.92	0.0159	116.25	125	PEHD	1.30	2.56	197.79	232.81	35.02	3.50	
BI8/2 – BI8/3	228	9.53	0.0095	89.94	110	PEHD	1.00	2.74	180.00	227.51	47.51	4.75	
B9/1 – BI9/2	329	12.64	0.0126	103.58	110	PEHD	1.33	6.68	165.21	223.57	58.36	5.84	
N3 – NC	116	82.26	0.0823	264.25	315	PEHD	1.06	0.45	172.40	228.98	56.58	5.66	
NC – BI10/1	87	25.93	0.0259	148.36	160	PEHD	1.29	1.08	170.68	227.90	57.22	5.72	
BI10/1 – BI8/3	188	12.02	0.0120	101.01	110	PEHD	1.26	3.48	178.70	231.38	52.68	5.27	
NC – ND	353	56.33	0.0563	218.67	250	PEHD	1.15	2.09	145.11	226.89	81.78	8.18	Brise charge
ND – BI10/2	205	8.15	0.0082	83.18	90	PEHD	1.28	4.91	142.16	221.98	79.82	7.98	Brise charge
ND – BI12/1	180	31.9	0.0319	164.56	200	PEHD	1.02	1.10	158.71	227.99	69.28	6.93	Brise charge
BI12/1 -- BI13/1	106	24.58	0.0246	144.45	160	PEHD	1.22	1.19	157.38	226.80	69.42	6.94	Brise charge
BI13/1 -- BI11/2	175	15.3	0.0153	113.96	160	PEHD	0.76	0.82	158.48	227.62	69.14	6.91	Brise charge
BI11/2 – BI11/1	129	8.52	0.0085	85.04	90	PEHD	1.34	3.35	175.19	230.15	54.96	5.50	
BI13/1 – BI12/2	257	7.07	0.0071	77.47	90	PEHD	1.11	4.73	125.07	222.07	97.00	9.70	Brise charge
BI12/1 – NE	232	16.28	0.0163	117.56	125	PEHD	1.33	4.04	98.53	223.95	125.42	12.54	Brise charge
NE – BI14/2	341	11.22	0.0112	97.59	110	PEHD	1.18	5.55	94.22	218.40	124.18	12.42	Brise charge
NE – BI14/1	147	5.06	0.0051	65.54	75	PEHD	1.15	3.54	101.49	227.49	126.00	12.60	Brise charge

N° tronçon	Longueur du tronçon	Superficie	Débit	Diamètre	Diamètre normalisé	Matériau	Vitesse	P.D.C Totale	Cote de terrain aval	Cote pièzo	Pression	Pression	
N3—N4	782	135.25	0.135	338.83	400	Fonte	1.08	2.38	126.72	206.11	79.39	7.94	Brise charge
N4—BI16/1	42	3.71	0.004	56.12	63	PEHD	1.19	1.33	124.62	204.78	80.16	8.02	Brise charge
N4—BI15/1	137	8.07	0.008	82.77	90	PEHD	1.27	3.22	132.47	209.33	76.86	7.69	Brise charge
N4 – NF	191	123.47	0.123	323.74	315	PEHD	1.58	1.57	141.00	207.69	66.69	6.67	
NF – BI16/2	167	14.32	0.014	110.25	125	PEHD	1.17	2.29	155.81	209.98	54.17	5.42	
BI16/2 -- BI15/2	107	3.73	0.004	56.27	63	PEHD	1.20	3.42	164.25	213.40	49.15	4.92	
NF – NG	139	109.15	0.109	304.39	315	PEHD	1.40	0.91	136.63	206.78	70.15	7.01	Brise charge
NG – NH	376	65.21	0.065	235.27	250	PEHD	1.33	2.93	107.18	203.85	96.67	9.67	Brise charge
NH – BI17/2	198	32.92	0.033	167.17	200	PEHD	1.05	1.29	121.06	205.14	84.08	8.41	Brise charge
BI17/2 – BI17/1	140	7.61	0.008	80.37	90	PEHD	1.20	2.95	119.84	202.19	82.35	8.23	Brise charge
BI17/2 – BI17/3	181	14.64	0.015	111.48	125	PEHD	1.19	2.59	132.53	207.73	75.20	7.52	Brise charge
NH – BI19/1	31	32.29	0.032	165.56	200	PEHD	1.03	0.19	104.55	203.66	99.11	9.91	Brise charge
BI19/1 – BI20/1	429	21.81	0.022	136.06	160	PEHD	1.08	3.86	100.43	199.80	99.37	9.94	Brise charge
BI20/1 – BI21/1	465	11.79	0.012	100.04	110	PEHD	1.24	8.30	108.84	191.50	82.66	8.27	Brise charge
NG – NI	565	43.94	0.044	193.13	200	PEHD	1.40	6.27	192.34	213.05	20.71	2.07	
NI -- BI18/1	107	4.72	0.005	63.30	100	PEHD	0.6	0.56	209.21	234.54	25.33	2.53	
NI – BI22/1	242	39.22	0.039	182.46	200	PEHD	1.25	2.18	163.01	210.87	47.86	4.79	
BI22/1 – BI23/1	130	31.03	0.031	162.30	200	PEHD	0.99	0.76	165.43	211.63	46.20	4.62	
BI23/1 -- BI18/2	29	8.21	0.008	83.48	90	PEHD	1.29	0.70	172.31	212.33	40.02	4.00	
BI23/1 – BI24/1	108	12.01	0.012	100.97	110	PEHD	1.26	2.00	163.04	209.63	46.59	4.66	

IV.6 Conclusion

Ce chapitre a pour but l'étude du système d'adduction :

Pour la variante d'aménagement du périmètre, nous avons projeté un système mixte avec une conduite de refoulement (DN 600) du barrage vers un réservoir de mise en charge, puis une conduite gravitaire en fonte alimentera l'ensemble des parcelles. Le système de pompage comprend cinq pompes avec une pompe de secours.

En deuxième lieu nous avons dimensionné le système d'adduction et de distribution en fonte et en PEHD. Les pressions obtenues sont généralement satisfaisantes (en 1 et 7 bars), ce qui permet la projection de système d'irrigation performants tels que l'aspersion et le goutte à goutte.

Chapitre V

Choix de la technique d'irrigation

Chapitre V : Choix de la Technique d'irrigation

V.1 Introduction

Le choix de la méthode d'irrigation dans un périmètre est toujours problématique du fait de plusieurs contraintes : topographiques, hydrauliques, édaphiques et socio-économiques.

Dans ce chapitre, on détaille les principales techniques d'irrigation, leurs avantages et inconvénients, en essayant d'en tirer les meilleures conclusions quant à l'utilisation d'une technique d'irrigation.

V.2 Choix des techniques d'irrigation

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

- La pente du terrain à irriguer.
- Le débit dont on dispose.
- Nature du sol (perméabilité).
- Nature des cultures.
- Facteurs économiques.

Ainsi, pour une utilisation rationnelle de l'eau en irrigation, il est nécessaire et impératif d'avoir des connaissances théoriques et pratiques sur :

- Les relations eau – sol – plante,
- Le calcul des besoins en eau des cultures,
- Les systèmes et matériels d'irrigation.

V.2.1 Différentes techniques d'arrosages

Les techniques d'arrosages sont majoritairement réparties en trois classes :

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

V.2.1.1 Irrigation gravitaire

L'irrigation gravitaire est l'application de l'eau aux champs à partir de canaux ouverts se situant au niveau du sol. La totalité du champ peut être submergée, ou bien l'eau peut être dirigée vers des raies ou des planches d'irrigation.



Figure V.1 : Irrigation gravitaire

a) Irrigation par ruissellement

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

b) Irrigation à la raie

Les raies sont des petits fossés creusés entre les rangées de plantes. Cette méthode est essentiellement appropriée pour les cultures qui ne tolèrent pas la submersion de leurs feuillages ou de leur collet par les eaux pour un temps trop long. Elle convient pour les terrains en pente, et pour plusieurs types de sol. La longueur des sillons dépend de la pente du terrain naturel, du type de sol, du débit d'eau, de la dose d'irrigation.

c) Arrosage par submersion

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

d) Irrigation en planches

Dans l'irrigation en planches, le champ à irriguer est divisé en bandes (planches) par des diguettes parallèles.

Avantages et les inconvénients de l'irrigation par gravité

Avantages

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

Limites

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

V.2.1.2 Irrigation par aspersion

Irrigation qui projette l'eau en l'air pour tomber à la surface du sol sous forme de fines gouttelettes). C'est un réseau de conduites sous pression portant des asperseurs ou des buses, conçu pour projeter des jets ou pulvériser de l'eau sous forme de fine gouttes à la surface du sol. (FAO, 2008).



Figure V.2 : Irrigation par aspersion

Avantages et les inconvénients de l'irrigation par aspersion

Avantages

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

- Elle réalise une importante économie d'eau par comparaison avec les autres systèmes d'irrigation.
- Elle permet un dosage précis et une répartition régulière de la quantité d'eau distribuée.

Inconvénients

- Elle nécessite au départ, pour chaque irrigant une dépense importante de premier établissement et qu'elle exige souvent une nombreuse main d'œuvre d'explication.
- Elle favorisait l'évaporation qui est d'autant plus intense que les gouttelettes sont plus fines et l'aire plus sec.
- Elle favorise le développement des mauvaises herbes.
- L'eau donnée en pluie passe le sol et provoqué la formation d'une croute superficielle.

V.2.1.3 Irrigation localisée (Goutte à goutte)

L'irrigation au goutte-à-goutte fait partie de la micro irrigation (irrigation localisée): l'eau est distribuée directement dans le sol par petites quantités à intervalles rapprochés, au moyen de goutteurs. L'irrigation goutte-à-goutte se distingue entre autres par l'humidification partielle du sol.

Dans les installations en surface, chaque émetteur mouille la surface du sol qui lui est adjacente. Dans les installations souterraines, la surface du sol reste sèche.



Figure V.3 : Irrigation par goutte à goutte

➤ Description du système goutte à goutte

Bien que les goutteurs constituent le dispositif central du système d'irrigation au goutte-à-goutte, celui-ci se compose de plusieurs autres éléments :

1. Une source d'eau : à partir d'une source superficielle ou souterraine.
2. Un système de distribution : conduite principale, canalisations secondaires et collecteurs (tuyaux d'alimentation).
3. Des rampes latérales.
4. Des accessoires de contrôle : valves, compteurs d'eau, régulateurs de pression et de débit, dispositifs automatiques, dispositifs anti-retour, valves anti vide, valve de vidange d'air etc.
5. Un système de filtrage.
6. Un équipement d'injection de produits chimiques : éléments nutritifs pour les plantes et agents de traitement de l'eau.

Avantages et inconvénients de l'irrigation localisée

Avantages

- Précision de l'apport en eau et réduction des pertes par évaporation
- Efficience du réseau
- Diminution des mauvaises herbes
- Adaptation aux conditions topographiques et édaphiques difficiles
- Pas d'interférence avec les autres activités agricoles

Limites

Le système goutte à goutte présente certains inconvénients :

- Risques d'obstruction des émetteurs
- Coûts initiaux élevés
- Accumulation de sel à la surface du sol.

V.3 Choix de la technique d'arrosage

Suite à une analyse détaillée et une évolution des différentes techniques d'arrosage en se basant sur les critères du choix des techniques d'irrigation ; on opte au passage de l'irrigation de surface à l'irrigation sous pression car cela permet de réaliser des économies sur l'eau, et d'augmenter l'efficacité du système.

En addition l'irrigation sous pression (par aspersion ou localisée) conviennent pratiquement au conditions climatologiques du site (vent d'une moyenne de 2 m/s, évaporation plus au moins élevé du mois de Mai au mois d'octobre et faible sur le reste de l'année), pour les ressources naturelles (eau, sol) l'eau récupérée du barrage de Zit Emba qualifiée bonne à l'irrigation minimise les risque de colmatage des canalisations et les arroseurs ; sur le plan agro-pédologique l'utilisation de l'aspersion ou de l'irrigation goutte à goutte est convenable sur un sol de texture limoneuse et caractérisé par une perméabilité assez bonne (10 mm/heure).

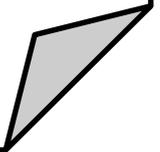
V.4 Conclusion

L'intérêt de ce chapitre était de définir les différentes techniques d'irrigation et de déterminer le choix convenable de ces techniques par rapport aux différents critères qui décrivent les différentes situations des périmètres

Le système d'irrigation adéquat au périmètre d'étude est le système d'irrigation sous pression par ces deux techniques : aspersion et localisée, ceci pour une intensification des cultures du périmètre d'étude.

Chapitre VI

Dimensionnement à la parcelle



CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT A LA PARCELLE

VI.1 Introduction

Le dimensionnement des différents réseaux d'irrigation par aspersion et localisée fait l'objet d'étude sur ce chapitre.

Principalement ce chapitre est fait pour remettre en considération les données et résultats des chapitres précédents en fonction de la répartition culturale et de la topographie du périmètre, afin d'établir le rapport des mesures et instrumentation nécessaires aux différents réseaux d'irrigation étudiés et aussi le programme hydrique mise aux cultures.

VI.2 Dimensionnement du réseau d'irrigation par aspersion

Le dimensionnement par aspersion, nécessite au préalable la quantification de certains paramètres nécessaires à la mise en œuvre de cette technique.

VI.2.1 Données générales :

- **Choix de la culture** : étant donné les cultures mises en places sont très appréciées dans la région, nous avons choisi l'irrigation du blé par aspersion.
- **Choix de la parcelle** : la parcelle choisie pour l'arrosage par aspersion est située l'ilot N°2, la parcelle P09 d'une superficie de 3.42 ha comme illustré dans le plan de (Adduction-Distribution), qui dispose d'une pression aux bornes de 3.60 bars.
- **Choix du mode de couverture** : pour des raisons économiques, on adopte pour la couverture totale.
- **Temps de travail** : 20 heures par jour, et 26 jours par mois
- **Besoins en eau de pointes** : 81 mm pour le mois de Mai.
- **Perméabilité du sol** : le sol est de type limoneux avec une perméabilité estimée de $K = 10 \text{ mm/h}$.
- **Calcul de la Dose pratique** : La RFU est calculée comme suit :

$$RFU = Y \times (H_{cc} - H_{pf}) \times D_a \times Z \dots\dots\dots \text{(VI.1)}$$

Y : degré de tarissement : égal à 2/3

D_a : densité apparente : égale à 1.35

Z : profondeur d'enracinement mm (60 cm pour Le blé)

H_{cc} : humidité à la capacité au champ (27%)

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

$$\text{RFU} = 59.4 \text{ mm.}$$

VI.2.2 Dimensionnement théorique

➤ Calcul du diamètre de l'ajutage :

Le diamètre de la buse se calcule par la formule expérimentale suivante :

$$P = \frac{1.5 * d}{1.04}$$

La perméabilité du sol $K = 10 \text{ mm/h}$. on obtient un diamètre de 6.93 mm.

En se référant à la nouvelle fiche technique de l'asperseur de type Perrot actualisé (annexe) on prend un diamètre de **4.5 mm** sous une pression nominale de 2.5 bars

➤ Calcul du porté du jet (L) :

La portée du jet se calcule par l'équation suivante :

$$L = 3 * d^{0.5} * h^{0.25} \dots \dots \text{(VI.3)}$$

Tel que :

d : diamètre de la buse en (mm)

h : pression de la buse en (m), dans notre cas $h = 2.5 \text{ bars}$

$$\mathbf{L = 14.25 m}$$

D'après le catalogue du fournisseur Perrot (Annexe 3), pour le diamètre de la buse de 4.5mm à une pression de service normale de 2.5 bars la portée calculée est de 15.0 m.

➤ Ecartement entre les rampes et les arroseurs :

En fonction de la vitesse du vent, les normes américaines recommandent l'écartement maximum suivant :

- L'écartement entre les lignes d'arrosage (EEL) est égal à 1,25 L pour un vent faible et à 1,02 L pour un vent fort.

- L'écartement entre les arroseurs sur la rampe (Eea) est égal à 0,8 L pour un vent faible et à 0,5 L pour un vent fort.

Pour notre cas, on prend les valeurs suivantes :

$$\mathbf{El = 1.2 \times 15. = 18 m} \quad ; \quad \mathbf{Ea = 0.8 \times 15. = 12m}$$

On prend les valeurs normalisées des écartements, d'où : **$El = 18 m$; $Ea = 12 m$** .

➤ Calcul du débit de l'asperseur :

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

$$q = 0.95 * \frac{\pi * d^2}{4} * \sqrt{2gh} \dots \text{(VI.4)}$$

$$q = 3.67 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} = 1.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ **Vérification de la pluviométrie de la buse :**

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

$$p = \frac{q}{Ea * El} \dots \text{(VI.5)}$$

Avec : q en (m³/h), Ea et El en (m).

$$p = 5.6 \text{ mm/h}$$

Donc le diamètre de la buse choisi va assurer une pluviométrie $P \leq K = 10 \text{ mm/h}$.

➤ **Calcul du tour d'eau :**

$$T_{eau} = \frac{Dose \text{ RFU} * N_j}{B \text{ pointe}} \dots \text{(VI.6)}$$

$$T_{eau} = 19 \text{ jours}$$

Donc le nombre d'irrigation sera égal à 2 irrigations par mois, soit chaque un tour d'eau T=15 jours.

➤ **Calcul de la dose réelle- dose brute**

$$D_r = T_{eau} \cdot B_j = 30 * 2.7 = 40.5$$

$$\text{La dose brute} = \text{La dose réelle} / 0,75 = 54 \text{ mm}$$

➤ **Calcul du temps d'arrosage**

Le temps d'arrosage par position sans dépasser la capacité d'infiltration :

$$T_a = \frac{D \text{ brute}}{\text{pluviométrie}} \dots \text{(VI.7)}$$

On trouve Ta le temps d'arrosage est de **9.5 heures**.

Donc on pourra adopter à deux (02) positions par jour pour chaque asperseur ce qui donne un temps de fonctionnement de 20 h.

➤ **Calcul du débit d'équipement (Q_{eq}) :**

$$Q_{eq} = \frac{S * B_{mp} * 10}{T * n * N_j * Eff} \dots \text{(VI.8)}$$

$$Q_{eq} = \frac{3.42 * 81 * 10}{9.5 * 2 * 26 * 0.75} = 7.5 \text{ m}^3/\text{h}$$

➤ **Calcul de l'unité d'arrosage Su :**

La surface unitaire arrosée ou unité de surface se calcule comme suit :

$$Su = \frac{S}{T*n} \dots\dots\dots \text{(VI.9)}$$

$$Su = \mathbf{0.115 \text{ ha}}$$

➤ **Nombre d'asperseurs requis :**

$$N_{asp} = \frac{S \text{ à arroser (m}^2\text{)}}{Ea*El} \dots\dots\dots \text{(VI.10)}$$

$$N_{asp} = \frac{0.115 * 10000}{18 * 12} = \mathbf{6 \text{ asperseurs}}$$

VI.2.3 Dimensionnement hydraulique

Cette étape de dimensionnement diffère d'une parcelle à une autre car elle basée sur les dimensions de la parcelle ainsi que la façon dont on projette le réseau d'aspersion, dans notre cas nous avons : la longueur du terrain est de 188 m, la largeur du terrain est de 160 m.

➤ **La longueur de la rampe**

$$L_{rampe} = \frac{L_{terrain}}{2} - \frac{Ea}{2} \dots\dots\dots \text{(VI.11)}$$

$$L_r = \frac{188}{2} - \frac{12}{2} = \mathbf{88 \text{ m}}$$

➤ **Le nombre d'asperseurs par rampe**

$$N_{asp/ramp} = \frac{L_r}{Ea} + 1 \dots\dots\dots \text{(VI.12)}$$

$$N_{asp/ramp} = \mathbf{8 \text{ asperseurs}}$$

➤ **Nombre de rampes**

$$N_{rampe} = \frac{N_{asp}}{N_{asp/ramp}} \dots\dots\dots \text{(VI.13)}$$

Donc on travaille avec une (01) rampe

➤ **Débit des rampes**

$$Q_{rampe} = Q_{asp} \times \text{nombre d'asperseur par rampe} \dots\dots\dots \text{(VI.14)}$$

$$Q_{rampe} = 1.2 \times 7 = \mathbf{8.2 \text{ m}^3/\text{h}}$$

➤ **Débit de la porte rampe**

$$Q_{pr} = Q_r \times N_{rampe} \dots\dots \text{(VI.15)}$$

$$Q_{pr} = 8.2 * 1 = \mathbf{8.2 \text{ m}^3/\text{h}}$$

➤ **Dimensionnement de la rampe**

❖ **Diamètre économique**

Pour l'estimation du diamètre des canalisations on prend une vitesse $V \leq V_{adm}$

On suppose que $V = 1.5$ m/s et on calcule le diamètre des canalisations :

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * Q_{rampe}}{\pi * V}} \dots\dots (VI.16)$$

$$D_{rampe} = \sqrt{\frac{4 * Q_{rampe}}{\pi * V}} = \mathbf{0.05 \text{ m}}$$

Pour les rampes On prend un diamètre normalisé de 63 mm

❖ **Vérification des pertes de charges de la rampe**

– Rampe : On recalcule les pertes de charges pour un $D = 63$ mm. Les Perte de charge selon hazen-williams :

$$J = (3.592 / C_{hw})^{1.852} * (L / D^{4.87}) * Q^{1.85} \dots(VI.17)$$

Avec :

L : la longueur de la conduite m

Q : débit (m³/s) ;

D : diamètre (normalisé) intérieur de la canalisation (m)

C_{hw} : paramètre de rugosité = 130-140 (PEHD);

– On trouve les pertes de charges totales = **0.97 < 1.2 m**

La nouvelle vitesse sera :

$$v = \frac{4*Q}{\pi*d^2} = \mathbf{0.73 \text{ m/s}}$$
, ce qui est conforme.

➤ **Dimensionnement de la porte-rampe**

La longueur de la porte-rampe est calculée par :

$$L_{\text{porte rampe}} = L_{\text{terrain}} - \frac{Ea}{2} \dots\dots (VI.18)$$

$$L_{\text{porte rampe}} = 188 - \frac{12}{2} = \mathbf{182 \text{ m}}$$

On recalcule avec le porte-rampe

$$Q_{p_rampe} = Q_{asp} * N_{asp/rampe} * N_{rampe} = \mathbf{8.2 \text{ m}^3/\text{h}} = \mathbf{0.0023 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$\text{Ou : } V \leq V_{ADM} ; V_{adm} \in [0.5 \div 2.5] \text{ m/s}$$

-On suppose que $V = 1.5$ m/s et on calcule $D_{\text{porte rampe}}$

$$D_{Pr} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2.47 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot 1.5}} = \mathbf{0.045m}$$

On prend un diamètre de la porte rampe de 63mm les pertes de charges ne dépassent pas la norme de la règle de Christiansen.

➤ Calcul des pertes de charge

L'application de la règle de Christiansen conduit à imposer une perte de charge maximale de 20% de la pression de fonctionnement ($P = 3 \text{ bars} = 30 \text{ m}$) entre le premier asperseur et l'asperseur le plus défavorisé, soit $\Delta H = 6 \text{ m}$.

Pour une perte de charge totale de 0.12 m, la règle de Christiansen est donc respectée.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Récapitulatif des calculs hydrauliques.

Conduites	La rampe	Porte rampe	C.tertaire
Longueur(m)	88	182	10
Diamètre(mm)	63	63	63
Débit (m ³ /s)	$2.78 \cdot 10^{-3}$	$2.78 \cdot 10^{-3}$	$2.78 \cdot 10^{-3}$
Pertes de charge (m)	0.97	2.0	0.1

VI.2.3.1 Calcul de la pression en tête du réseau

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

$$H = H_1 + H_2 + H_3 \dots \dots \dots \text{(VI.19)}$$

H : pression à la tête de la parcelle.

H1: Pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur (3bar).

H2: Perte de charge totale dans les conduites

H3 : La dénivelée. (0 m. terrain relativement plat)

$$H = 25 + 3 + 0 = 28 \text{ m.}$$

H= 2.8 bars, ce qui est largement suffisant vu la pression aux bornes qui est de 3.5 bars.

VI.3 Dimensionnement d'un réseau d'irrigation Goutte à goutte

VI.3.1 Données générales

Le réseau d'irrigation sera installé sur l'ilot 16 la parcelle n°51 ; alimentée par la borne BI18/1 et dont les pressions calculées sont de l'ordre de 1 bars, ce qui est largement suffisant. La surface de l'exploitation est de 2.5 ha.

- **Culture** : Abricot : Besoin de pointe : 92 mm (Mai)
- **Organisation du réseau** : Avec un écartement de 4*4 m, et un espacement des goutteurs 1 m,
 - Surface : 2.5 ha.
 - Longueur : 250 m.
 - Largeur : 100 m.
- **Caractéristique du goutteur**
 - Débit nominal : 4 l/h
 - Pression nominale : 10 m.c.e
 - Espacement des goutteurs : 1 m
 - Le nombre de goutteurs par plante : 2

VI.3.2 Dimensionnement théorique

➤ Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée

A- Influence du taux de couverture du sol

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

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

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

- La formule de Freeman et Garzoli :

$$K_r = C_s + 0.5(1 - C_s) \dots \text{(VI.19)}$$

- La formule de Decroix (CTGREF) :

$$K_r = 0.1 + C_s \dots \text{(VI.20)}$$

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

donc :

$K_r = 0.80$ selon Freeman et Garzoli et $K_r = 0.70$ selon Decroix (CTGREF)

On prendra un coefficient $K_r = 0.80$

$B_j = B_j * K_r$ donc $B_j = ETM_c = 3.07 * 0.8 = 2.45 \text{ mm/jour}$

➤ Dose nette pratique

La deuxième étape en micro-irrigation, est la détermination d'une fraction ou pourcentage d'humidification du bulbe humide dans la zone racinaire :

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

$$D_p = (H_{cc} - H_{pf}) * Y * Z * d_a * P\% = RFU * P\% \dots\dots (VI.21)$$

Tel que : H_{cc} : (27 %) , H_{pf} : (16 %) ; Y : (2/3) ; Z : profondeur des racines (1.25 m)

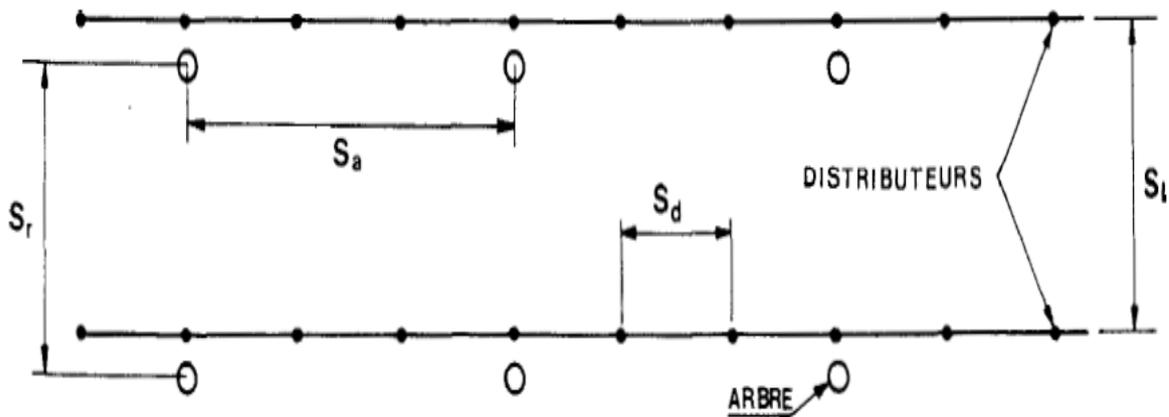


Figure V.4 : Dispositifs d'installation des goutteurs sur la rampe.

P : Pourcentage du sol humidifié

$$P\% = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r} \dots\dots (VI.22)$$

P : Volume du sol humidifié

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

S_{pd} : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre = 1 à 1.5 m, on prend 1m

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

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre

S_a : espacement des arbres sur les rangs

$$P\% = \frac{2.1.1}{4.4} = 12.5 \%$$

Dose nette = 15.47 mm.

➤ **Fréquence des arrosages (Fr (jours))**

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

$$Fr = \frac{Dose\ nette}{ETMc} = \frac{15.47}{2.45} = 6.31\ jours \dots\dots (VI.23)$$

Donc on prend $Fr = 6$ jours.

➤ **Calcul de la dose réelle**

On recalcule la nouvelle dose réelle (dose brute) :

C_u : coefficient d'uniformité $C_u = 90\%$

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

$$D_{brute} = \frac{Dr}{C_u * Eff} \dots\dots (VI.24)$$

$$D_{brute} = \frac{2.46 \times 6}{0.9 \times 0.9} = 18.2\ mm$$

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

$$\theta = \frac{D_{br} * S_d * S_r}{n * q_g} \dots\dots (VI.25)$$

S_r et S_d espacement entre rang et distributeur, n et Q_g nombre et débit du goutteur.

$$\theta = 9.11\ heures \approx 9\ heures$$

➤ **Surface du poste**

$$S_p = \frac{Surface\ totale}{1} = 2.5\ ha \dots\dots (VI.28)$$

$$S_p = 2.5\ ha$$

➤ **Débit d'installation :**

$$Q_s = K \frac{S_p D_{brute}}{N_p t} \dots\dots (VI.29)$$

$$Q_s = \frac{2.5 \times 10^4}{1} * \frac{18.2 \times 10^{-3}}{20} = 22.75\ m^3/h$$

VI.3.3 Dimensionnement hydraulique

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

$$\frac{\Delta q}{q} = 10 \% \dots \text{(VI.30)}$$

➤ **La variation maximale de la pression**

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

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = x \frac{\Delta H}{H(n)} \dots \text{(VI.31)}$$

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

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

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

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

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

Le reste 1.8 ΔH linéaire = 1.8 m

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

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

➤ **Dimensionnement des canalisations du réseau**

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

➤ **Les rampes**

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

➤ **Porte-rampes**

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

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

$$\phi r(\text{cal}) = \left[\frac{P.d.c(r) * 2.75}{0.478 * Q(r)^{1.75} L(r)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \dots \text{(VI.32)}$$

$$\phi pr(\text{cal}) = \left[\frac{P.d.c(pr) * 2.75}{0.478 * Q(pr)^{1.75} L(pr)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \dots \text{(VI.33)}$$

Avec :

- $Pdc(r)$: la perte de charge dans la rampe
- $Q(r)$: le débit de la rampe en l/h
- $L(r)$: la longueur de la rampe en m

- \varnothing_r (cal) : le diamètre de rampes
- \varnothing_{pr} (cal) : le diamètre de porte rampe

On pose :

La longueur de la rampe : 88 m

La longueur de la porte rampe : 218 m

La longueur de la conduite tertiaire : 20 m

A- Pour les rampes : L = 88 m

- Q_{rampe} : Débit de rampe.
- $Q_{goutteur}$: Débit du goutteur
- $N_{g/r}$: Nombre des goutteurs par rampe
- N_{rampes} : Nombre des rampes
- $Q_{porte rampe}$: Débit de porte rampe

➤ Le nombre de plantes par rampe

$$N_{arbres} = L_{rampe} / Ea = 88 / 4 = 22$$

➤ Nombre des goutteurs par rampe

$$N = N_{arbres} \times n = 22 \times 2 = 44 \text{ goutteurs}$$

➤ Débit de la rampe

$$Q_{rampe} = N_{goutteur} \times Q_{goutteur} = Q_{rampe} = 44 \times 4 = 176 \text{ l/heure}$$

Ce qui implique :

$$\varnothing_{rampe} = \left[\frac{P.d.c(r) \cdot 2.75}{0.478 \cdot Q(r)^{1.75} L(r)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} = 11.48 \text{ mm}$$

✓ $\varnothing_{rampe} = 11.48 \text{ mm}$, on prend un Diamètre Normalisé de 16 mm

B- Pour le porte rampe : L = 218 m

❖ Le nombre des rampe

$$N_{rampe} = L_{porte rampe} / Er = 218 / 4 = 55 \text{ rampes.}$$

❖ Débit du porte rampe

$$Q_{porte rampe} = Q_{rampe} * N_{rampe} = 176 * 55 = 9680 \text{ l/heure}$$

❖ Nombre de porte rampe

$$N_{porte rampe} = 1 \text{ (1 seul porte rampe)}$$

On trouve :

$$\varnothing \text{ porte rampe} = \left[\frac{P.d.c (pr)*2.75}{0.478*Q(pr)^{1.75} L(pr)} \right]^{-\frac{1}{4.75}} = 70.39 \text{ mm}$$

✓ **Donc on prend un Diamètre Normalisé de 90 mm**

➤ Vérification des pertes de charges

Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation après choix du diamètre, On recalcule les pertes de charges pour un D = 16 mm

Perte de charge selon Hazen-williams

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_w} \right)^{1.852} * \frac{L}{D^{4.87}} * Q^{1.852} \dots\dots \text{(VI.34)}$$

Où :

L : la longueur de la conduite = 88 m

Q : débit (m³/s) = 5 * 10⁻⁵ m³/s ; D : diamètre intérieur de la canalisation (m) = 0.016 m

C_w = 140 PEBD,

$\Delta H_{\text{rampe}} = 0.58 \text{ m} < 1.2 \text{ m}$

Pour porte rampe on a :

L : la longueur de la conduite = 218 m

Q : débit (m³/s) = 0.0033 m³/s ; D : diamètre intérieur de la canalisation (m) = 0.100 m

C_w = 140 PEBD, $\Delta H_{\text{porte rampe}} = 0.53 \text{ m} < 0.6 \text{ m}$

Tableau VI.2 : Calcul de diamètre de la rampe

Culture	Surface (m ²)	L rampe (m)	N goutteur	Q rampe (l/h)	ΔH_r (m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse (m/s)	ΔH_{cal} (m)
Abricot	25000	88	44	176	1.2	11.09	16	0.24	0.58

Tableau VI.3 : Calcul de diamètre de la porte rampe

Culture	Surface (m ²)	L porte rampe (m)	N rampe	Q p.r (l/h)	$\Delta H_{p.r}$ (m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse (m/s)	hcal (m)
Abricot	25000	218	55	9680	0.6	70.39	90	0.42	0.53

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

C- Calcul des diamètres de la conduite tertiaire

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

$$D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi V}} \text{ avec : } Q : \text{débit de la conduite considérée (m}^3/\text{s); } V : \text{vitesse d'écoulement (m/s).}$$

Tableau VI.4 : Calcul de diamètre des conduites tertiaires

Culture	Surface m ²	L(m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	hcal (m)
Abricot	25000	20	0.0027	1.05	57.21	75	0.5	0.1

VI.3.3.2 Calcul de la pression d'eau en tête du réseau de distribution

Les pertes de charge de la borne jusqu'au goutteur le plus défavorable :

Tableau VI.5 : Récapitulatif des calculs hydrauliques.

Conduites	La rampe	Porte rampe	Conduite tertiaire
Longueur(m)	88	218	20
Diamètre(m)	16	90	90
Débit (m³/s)	4.88 x 10 ⁻⁵	0.0027	0.0027
Pertes de charge(m)	0.58	0.53	0.1

A partir du tableau on peut déterminer la perte de charge totale entre la borne d'irrigation jusqu'au goutteur le plus défavorable ;

Donc la pression demandée à la borne égale à la pression nominale plus la somme des pertes de charges.

$$P(m) = 10 + 0.52 + 0.1 + 0.20 = \mathbf{10.55 \text{ m.}}$$

VI.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes consacrés au dimensionnement aux parcelles par deux techniques d'arrosage les plus efficaces : l'aspersion et le goutte à goutte.

- Pour l'aspersion, nous avons dimensionné un réseau pour la culture du blé, alimenté par des conduites de rampes et un porte rampe (DN 63 mm).

- En ce qui concerne l'irrigation en goutte à goutte, nous avons pris en considération une parcelle d'abricotier, le réseau est équipé de 572 goutteurs sur 55 rampes reliées à un porte rampe alimenté par un débit d'installation de $22.75 \text{ m}^3/\text{h}$.

Chapitre VII

Calcul technico-économique

CHAPITRE VII : CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE

VII.1 Introduction

A travers ce chapitre on fera une estimation du cout global du projet de l'aménagement hydro-agricole du périmètre de Bouati-Mahmoud Roknia (secteur 2).

Pour bien mener l'étude, il est important de quantifier l'ensemble des travaux à entreprendre sur les 3 lots (Station de pompage, réservoir, adduction et distribution).

VII.2 Travaux de construction et estimation du cout de la station de pompage

VII.2.1 Travaux de construction de la station de pompage

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

- Travaux de terrassement et préparation de la fondation.
- Construction du bâtiment de la station.
- Maçonnerie et finition générale.

VII.2.2 Calcul des dimensions de la station de pompage

❖ La hauteur du bâtiment :

La hauteur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$H_B = h_{\text{pompe}} + h_{\text{homme}} + h_{\text{chariot}} + h_{\text{hauteur profilé}} + h_{\text{sécurité}} \dots \text{(VII.1)}$$

Avec :

h_{pompe} : Distance verti cale de la pompe. $h_{\text{pompe}} = h_{\text{pompe réelle}} + h_{\text{socle}} + h_{\text{réserve}}$

$h_{\text{réserve}} = 0,5 \text{ m}$

$h_{\text{socle}} = (0,3 \text{ à } 0,5) \text{ m}$ en prend $0,4 \text{ m}$.

$h_{\text{pompe réelle}}$: Hauteur de la pompe PM 150 (pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal) est égale à $845 \text{ mm} = 0,845 \text{ m}$ donc $h_{\text{pompe}} = 1,745 \text{ m}$

Hauteur réservée à l'homme $2,2 \text{ m}$.

Hauteur de chariot = $0,3 \text{ m}$

Hauteur profilée $0,8 \text{ m}$

Hauteur de sécurité $0,5 \text{ m}$

$$\text{Donc : } H_B = 1,745 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,55 \text{ m}$$

On prend $H_B = 6 \text{ m}$

✓ Donc on vérifie que : $H_B > 4,8 \text{ m}$

❖ **La longueur du bâtiment :**

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_B = (n_{\text{pompes}} * L) + L_{\text{int}} + L_{\text{p}_f} + (2*S) \dots\dots \text{(VII.2)}$$

Avec :

n_p : nombre de pompes = 5 pompes; L : la largeur de la pompe ; L_{int} : distance entre deux pompes voisines; $L_{\text{plateforme}}$: longueur de la plateforme ; S : épaisseur de mur, $S = 20$ cm.

$$L_B = 5. (0.8) + 0,8 + 6 + 0.4 = 11.2 \text{ m}$$

On majore la valeur et on aura 12 m

❖ **Largeur du bâtiment :**

La largeur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$l_B = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + (2*S) \dots\dots \text{(VII.3)}$$

Avec

S : épaisseur de mur, $S = 20$ cm.

l_1 : La distance entre le mure et le premier organe avec : $l_1 = (20 \text{ à } 30) \text{ cm}$

on prend $l_1 = 25 \text{ cm} = 0,25 \text{ m}$.

l_2 : La distance entre les tubulures > 15 à 20 cm on va prendre $l_2 = 18 \text{ cm} = 0,18 \text{ m}$

l_3 : Longueur des accroires en aspiration.

l_4 : Longueur des accroires au refoulement.

D'après les dimensions de la pompe et les accessoires en aspiration et adduction, on peut déduire que $(l_3 + l_4) = 4760 \text{ mm} = 4.76 \text{ m}$

Avec :

Ce qui donne : $l_B = 0,25 + 0,18 + 4.76 + 0,40 = 5.59 \text{ m}$

on la majore à $l_B = 6 \text{ m}$

VII.2.1 Estimation du cout de la construction de la station de pompage

Tableau VII.2 : Estimation du cout de la station de pompage.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
1) Travaux de terrassement				
Décapage de terre végétale	m ³	25.112	300	7533.6
Déblai des fouilles	m ³	167.4	600	100440
Remblai des fouilles	m ³	131.472	400	52588.8
Remblai des casiers	m ³	48	300	14400
2) Gros œuvres				
Béton de propreté dosé 150 kg/m ³ (sous semelle)	m ³	5.4	10 000	54 000
Béton armé dosé 300 kg/m ³ (semelles)	m ³	28.224	42 000	1 185 408
Béton armé dosé 300 kg/m ³ (demi-poteaux)	m ³	2.4	42 000	100 800
Béton de propreté dosé 150 kg/m ³ (sous longrines)	m ³	4.32	10 000	43 200
Béton armé dosé 300 kg/m ³ (longrines) inf.	m ³	51.84	42 000	2 177 280
Béton armé dosé 300 kg/m ³ (longrines) sup.	m ³	51.84	42 000	2 177 280
Béton armé dosé 300 kg/m ³ (poteaux)	m ³	2.88	42 000	120 960
Béton armé dosé 300 kg/m ³ (dalles) inf.	m ³	14.4	42 000	604 800
Béton armé dosé 300 kg/m ³ (dalles) sup.	m ³	14.4	42 000	604 800
3) Maçonnerie				
Nombre des briques	Unité	3500	25	87 500
Nombre des pièces d'hourdis	Unité	1300	45	58 500
Volume des poutrelles	m ³	4.32	42 000	181 440
Surface de crépissage	m ²	90	200	18 000
Total Ht (DA)				7 588 930.4
TVA (%)				19%
TTC (DA)				9 030 827.2

✓ Le cout de la station de pompage est de : 9 030 827.20 DA.

VII.3 Travaux de construction et estimation du cout du réservoir

VII.3.1 Travaux de construction du réservoir

Les travaux de construction d'un réservoir en béton se feront en trois parties :

- Les terrassements
- La préparation de la fondation
- Construction du corps du réservoir (béton et ferrailage)

VII.3.2 Estimation du cout de la construction du réservoir

Tableau VII.3 : Estimation du cout du réservoir

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
1) Travaux de terrassement				
Décapage	m ³	186.05	300	55 815
Déblai de fouille	m ³	1316.305	600	789783
Remblai compacté	m ³	103.77	400	41508
2) Gros œuvres				
Béton de propreté sous radier	m ³	64.24	10 000	642 400
Béton armé du radier	m ³	191.38	42 000	8 037 960
Béton armé des parois	m ³	110.94	42 000	4 659 480
Béton armé de la coupole	m ³	188.5	42 000	7 917 000
Total Ht (DA)				22 143 946
TVA (%)				19%
TTC (DA)				26 351 295.74

✓ **Le cout de la station de pompage est de : 26 351 295.74 DA.**

VII.4 Travaux et estimations des couts concernant l'adduction et le réseau distribution

VII.4.1 Travaux concernant l'adduction et le réseau distribution

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

- Exécution des tranchées
- Pose du lit de sable
- Pose des conduites
- Epreuve de joint et de la canalisation
- Remblayage des tranchées
- Nivellement et compactage

VII.4.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution

A- Calcul du volume de terrassement :

❖ Largeur du fond de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

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

$$B = d + 0.6 \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VII.4)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

❖ Profondeur de la tranchée

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

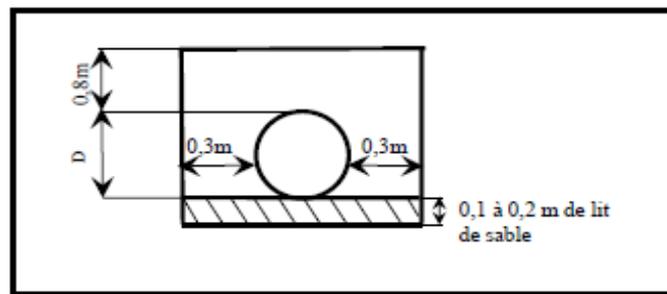


Figure VII.2 : Schéma d'une tranchée.

$$Ht = e + d + h \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VII.5)}$$

Avec :

Ht : Profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur du lit de pose. (m)

D : diamètre de la conduite. (m)

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

❖ Section de la tranchée :

Les sections des tranchées sont :

$$S_{tr} = B \times H_{tr} \dots\dots\dots \text{(VII.6)}$$

H_{tr} : Profondeur total de la tranchée (m)

B : Largeur du fond de la tranchée (m)

❖ **Volume à excaver :**

Le volume d'excavation est :

$$V_d = S_{tr} \times L = (B \times H_{tr}) \times L \dots\dots\dots \text{(VII.7)}$$

V_d : Volume du déblai (m³)

S_{tr} : La section de la tranchée (m²).

L : Longueur de la tranchée (m).

B : Largeur de la tranchée (m).

H_{tr} : La hauteur de la tranchée (m).

❖ **Calcul du volume de déblai et remblai :**

La pose en terre des conduites s'effectue dans une tranchée dont la largeur de fond B sera donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,3) \dots\dots\dots \text{(VII.8)}$$

D : diamètre de la conduite (m)

La profondeur de la fouille est en fonction du diamètre de la conduite, de la température du lieu (max, min) et les sollicitations des charges mobiles.

$$H \geq D + 0,8$$

$$\text{Déblai} = L \times H \times B \dots\dots\dots \text{(VII.9)}$$

❖ **Calcul du volume du lit de sable**

Ce lit correspond à une couche de sable de 12 cm sur le fond de la tranchée, c'est une surface constante le long de la tranchée, on calcule ce volume en utilisant la formule suivante :

$$V = e \times B \times L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VII.10)}$$

❖ **Calcul du volume de remblai**

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

$$V_r = V_d - (V + V_s) \dots\dots\dots \text{(VII.11)}$$

V_r : Volume du remblai compacté (m³)

V_d : Volume du déblai (m³)

V_s : Volume du sable

V : Volume occupé par la conduite (m³) ; $V = L \times (\pi d^2/4)$

L : Longueur de la conduite (m) ; D : Diamètre de la conduite (m)

Tableau VII.1 : Calcul du volume de remblai.

Conduites	Diamètre m	e (m)	h (m)	B (m)	H (m)	L (m)	V déblais (m3)	V sable (m3)	V remblais (m3)
Ø 63	0.063	0.7	1	0.663	1.063	304	214.249	24.18624	190.06
Ø 75	0.075	0.7	1	0.675	1.075	408	296.055	33.048	263.00
Ø 90	0.090	0.7	1	0.69	1.09	1218	916.058	100.8504	815.20
Ø 110	0.110	0.8	1	0.71	1.11	3437	2708.700	292.8324	2415.90
Ø 125	0.125	0.8	1	0.725	1.125	1269	1035.0282	110.403	924.61
Ø160	0.160	0.8	1.1	0.76	1.16	1640	1445.824	149.568	1296.24
Ø 200	0.200	1	1.1	0.8	1.2	1487	1427.520	142.752	1284.74
Ø 250	0.250	1	1.2	0.85	1.25	1402	1489.625	143.004	1346.57
Ø 315	0.315	1	1.2	0.915	1.315	1870	2250.031	205.326	2044.63
Ø 400	0.400	1	1.3	1	1.4	782	1094.800	93.84	1000.83
Ø 500	0.500	1	1.3	1	1.4	1512	2116.800	181.44	1935.16
Ø 600	0.600	1.2	1.5	1.23	1.6	4082	5714.800	489.84	5224.68

VII.4.3 Estimation du cout de pose des canalisations

Tableau VII.4 : Estimation du cout de pose de la conduite d'adduction.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
Déblai en terrain	m3	5714.8	200	1 142 960.00
Lit de sable	m3	489.84	800	391 872.00
Remblai	m3	5224.68	100	522 467.73
Tube Ø 600	MI	3057	13 300	37 995 810.90
Total 1 (HT)				40 013 110.60
TVA 1 (19%)				7 602 491.01
Montant TTC 1				47 615 601.60

VII.4.4 Estimation du cout du réseau de distribution

Le calcul du réseau de distribution est détaillé comme suit

Tableau VII.5 : Facture des différents types de conduites du système de distribution.

Conduites	Type de conduite	Unités de mesure	Quantité (m)	Prix unitaire (DA/m)	Montant (DA)
Ø 63	PEHD	ml	304	137.18	41 702.72
Ø 75	PEHD	ml	408	193.61	118 489.30
Ø 90	PEHD	ml	1218	278.35	339 030.30
Ø 110	PEHD	ml	1925	416.10	800 992.50
Ø 125	PEHD	ml	1269	530.10	386 973.00
Ø160	PEHD	ml	1640	668.30	1 174 871.00
Ø 200	PEHD	ml	1487	1 358.30	2 381 100.00
Ø 250	PEHD	ml	1402	2 109.00	2 956 818.00
Ø 315	PEHD	ml	1870	3 363.00	6 113 934.00
Ø 400	Fonte	ml	782	5 396.00	5 250 308.00
Ø 500	Fonte	ml	1512	8 398.00	12 697 776.00
Ø 600	Fonte	ml	1025	13300.00	14 377 300.00
Total (HT)					46 639 295.00
TVA (19%)					8 861 466.00
Total (TTC)					55 500 761.00

Tableau VII.6 : Estimation du cout des travaux de terrassement du réseau de distribution.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
Déblai en terrain	m3	14075.71	200	2 815 142.00
Lit de sable	m3	1371.57	800	1 097 256.00
Remblai	m3	12703.61	100	1 270 361.00
Total 1 (HT)				5 182 759.00
TVA 1 (19%)				984 724.21
Montant TTC 1				6 167 483.21

Tableau VII.7 : Estimation du cout des vannes, Tés vannes et coudes.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
Vanne ϕ 600	U	1	80 000	80 000
Vanne ϕ 400	U	2	60 000	120 000
Vanne ϕ 250	U	10	40 000	400 000
Vanne ϕ 200	U	10	25 000	250 000
Vanne ϕ 110	U	4	19 000	760 000
Vanne ϕ 90	U	5	15 000	75 000
T vanne diamètre sortie ϕ 600	U	2	100 000	20 000
T vanne diamètre sortie ϕ 400	U	2	72 000	144 000
T vanne diamètre sortie ϕ 250	U	5	48 000	240 000
T vanne diamètre sortie ϕ 200	U	7	27 500	192 500
T vanne diamètre sortie ϕ 110	U	4	21 000	84 000
T vanne diamètre sortie ϕ 90	U	4	16 500	66 000
Coudes	U	20	150	3000
Total 1 (HT)				1 930 500.00

Le cout total du projet en prenant en compte toutes les opérations financières est de l'ordre de :

CT = 146 996 467 DA

VII.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons estimé le cout total des 3 lots principaux à savoir l'étude la station de pompage, le réservoir et le réseau adduction-distribution du périmètre.

Les calculs financiers donnent une estimation du cout du projet de l'aménagement hydro-agricole du périmètre égale à **Cent quarante-six millions Neuf cent quatre-vingt-seize milles Quatre cent Soixante-sept** Dinars Algérien, soit un coût de 343 449.69 DA / ha.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Cette thèse est consacré à l'étude du thème de l'aménagement hydro-agricole du périmètre de Bouati-Mahmoud, Roknia (secteur 2). Wilaya de Guelma sujet du mémoire de fin d'étude en spécialité d'irrigation.

Le thème a été traité de manière explicite, détaillée et objective basée sur l'utilisation des connaissances théoriques et pratiques des spécialistes hydrauliciens et agronomes ; en prenant en considérations les ressources naturelles et économiques disponibles et afin de concrétiser l'art de l'ingénierie dans le but de la valorisation et le développement des potentialités naturelles, déjà disponibles dans la région en étude.

La méthodologie appliquée pour développer l'étude consistait à prendre en considération deux parties, la partie de l'identification du site et sa situation et l'analyse des données de base et la partie technique qui se focalise sur les calculs et théories pour le dimensionnement des différentes infrastructures nécessaires à l'aménagement et ainsi ceux des réseaux d'irrigation finalisée par la suite par des calculs technico-économiques afin d'estimer les couts de cet aménagement.

Cette étude d'aménagement hydro agricole du périmètre de Bouati-Mahmoud et Roknia (secteur2) à relever des constatations importantes :

- La région du périmètre est caractérisée par conditions topographiques favorables, un climat semi-aride et relativement humide en hiver ainsi que les précipitations sont relativement irrégulières qui engendre l'introduction de l'irrigation pour l'intensification des cultures
- L'avantage de la conversion de l'irrigation traditionnelle vers les systèmes d'irrigation sous pression modernes dans la maîtrise de la gestion technique et économique de l'eau.

Cette étude achève sa fin en accomplissant sa perspective de la valorisation et la bonne maîtrise des potentialités locales afin de poursuivre le chemin du développement agricole.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Dupont. A,1969. Tome I Hydraulique urbaine. Tome 1 : Hydrologie, Captage et traitement des eaux

Dupont. A,1969. Tome 2, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux

FAO. (2008) Manuel des techniques d'irrigation sous pression,

Mathieu C., P Audoye, J. Chossat Bases techniques de l'irrigation par aspersion.

SCHULHOF, P. (2000) Les stations de pompage d'eau, TEC et DOC, 418 pages

Tiercelin,1998. Traité d'irrigation, Lavoisier tec & doc, paris (p 1011).

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

KABLI Sarrah 2016 : Aménagement hydro-agricole de la plaine du Haut Isser Wilaya de MEDEA, thèse ENSH 2016.

KIBICHE Abdelhamid 2019 : Aménagement du périmètre de yabous kenchela 2019.thèse ENSH 2019

ANNEXES

Annexe 1 : Coefficients culturaux (Kc)

CULTURE	Stades de développement de la culture					Durée totale de la période végétative
	Initial	Développement	Mi-saison	Fin de saison	Récolte	
Banancier tropical	0.4 -0.5	0.7 -0.85	1.0 -1.1	0.9 -1.0	0.75-0.85	0.7 -0.8
subtropical	0.5 -0.65	0.8 -0.9	1.0 -1.2	1.0 -1.15	1.0 -1.15	0.85-0.95
Haricot vert	0.3 -0.4	0.65-0.75	0.95-1.05	0.9 -0.95	0.85-0.95	0.85-0.9
sec	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.65-0.75	0.25-0.3	0.7 -0.8
Chou	0.4 -0.5	0.7 -0.8	0.95-1.1	0.9 -1.0	0.8 -0.95	0.7 -0.8
Coton	0.4 -0.5	0.7 -0.8	1.05-1.25	0.8 -0.9	0.65-0.7	0.8 -0.9
Raisin	0.35-0.55	0.6 -0.8	0.7 -0.9	0.6 -0.8	0.55-0.7	0.55-0.75
Arachide	0.4 -0.5	0.7 -0.8	0.95-1.1	0.75-0.85	0.55-0.6	0.75-0.8
Mais sucré	0.3 -0.5	0.7 -0.9	1.05-1.2	1.0 -1.15	0.95-1.1	0.8 -0.95
grain	0.3 -0.5*	0.7 -0.85*	1.05-1.2*	0.8 -0.95	0.55-0.6*	0.75-0.9*
Oignon sec	0.4 -0.6	0.7 -0.8	0.95-1.1	0.85-0.9	0.75-0.85	0.8 -0.9
vert	0.4 -0.6	0.6 -0.75	0.95-1.05	0.95-1.05	0.95-1.05	0.65-0.8
Pois, frais	0.4 -0.5	0.7 -0.85	1.05-1.2	1.0 -1.15	0.95-1.1	0.8 -0.95
Poivron, frais	0.3 -0.4	0.6 -0.75	0.95-1.1	0.85-1.0	0.8 -0.9	0.7 -0.8
Pomme de terre	0.4 -0.5	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.85-0.95	0.7 -0.75	0.75-0.9
Riz	1.1 -1.15	1.1 -1.5	1.1 -1.3	0.95-1.05	0.95-1.05	1.05-1.2
Carthame	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.65-0.7	0.2 -0.25	0.65-0.7
Sorgho	0.3 -0.4	0.7 -0.75	1.0 -1.15	0.75-0.8	0.5 -0.55	0.75-0.85
Soja	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.0 -1.15	0.7 -0.8	0.4 -0.5	0.75-0.9
Betterave sucrière	0.4 -0.5	0.75-0.85	1.05-1.2	0.9 -1.0	0.6 -0.7	0.8 -0.9
Canne à sucre	0.4 -0.5	0.7 -1.0	1.0 -1.3	0.75-0.8	0.5 -0.6	0.85-1.05
Tournesol	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.7 -0.8	0.35-0.45	0.75-0.85
Tabac	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.0 -1.2	0.9 -1.0	0.75-0.85	0.85-0.95
Tomate	0.4 -0.5	0.7 -0.8	1.05-1.25	0.8 -0.95	0.6 -0.65	0.75-0.9
Pastèque	0.4 -0.5	0.7 -0.8	0.95-1.05	0.8 -0.9	0.65-0.75	0.75-0.85
Blé	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.65-0.75	0.2 -0.25	0.8 -0.9
Luzerne	0.3 -0.4				1.05-1.2	0.85-1.05
Agrumes sarclés						0.65-0.75
sans sarclage						0.85-0.9
Olivier						0.4 -0.6

Premier chiffre: avec forte humidité (HR min > 70%) et vent faible (U < 5 m/s).

Second chiffre: avec faible humidité (HR min < 20%) et vent fort (> 5 m/s).

Annexe 2 : Caractéristiques hydriques de quelques sols

Texture	Humidités pondérales en % du poids sec			Réserve utile volumétrique en mm/m
	à la rétention HCC	du flétrissement HPF	disponible HCC-HPF	
Sableuse	9 (6 à 12)*	4 (2 à 6)*	5 (4 à 6)*	85 (70 à 100)*
Sablo-limoneuse	14 (10 à 18)	6 (4 à 8)	8 (6 à 10)	120 (90 à 150)
Limoneuse	22 (18 à 26)	10 (8 à 12)	12 (10 à 14)	170 (140 à 190)
Limono-argileuse	27 (25 à 31)	13 (11 à 15)	14 (12 à 16)	190 (170 à 220)
Argilo-limoneuse	31 (27 à 35)	15 (13 à 17)	16 (14 à 18)	210 (180 à 230)
Argileuse	35 (31 à 39)	17 (15 à 19)	18 (16 à 20)	230 (220 à 250)

Annexe 3 Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT Z

Diamètres des buses mm	P (bar) 2,5	P (bar) 3,0	P (bar) 3,5	P (bar) 4,0	P (bar) 4,5														
	Portée en m					Distances entre arroseurs													
4.2	14,5	15,0	15,5	16,0	16,5	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18
4.5	15,0	15,4	15,8	16,3	16,9	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18
4.8	15,4	15,8	16,2	16,6	17,0	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18
5.0	15,8	15,9	16,3	16,7	17,3	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18
5.2	16,0	16,4	16,6	16,8	17,4	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18
6.0	16,4	16,5	16,7	17,2	17,6	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18
7.0**	16,8	17,0	17,2	17,3	17,8	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18	24x18	18x18
ZB 22/ZB 22W	Consommation d'eau					Précipitations													
	(m ³ /h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)				
4.2	0,99	1,09	1,17	1,26	1,33	2,3	3,1	2,5	3,4	2,7	3,6	2,9	3,9	3,1	4,1	3,5	4,7	3,5	4,7
4.5	1,14	1,25	1,35	1,44	1,53	2,6	3,5	2,9	3,9	3,1	4,2	3,3	4,4	3,5	4,7	3,5	4,7	3,5	4,7
4.8	1,30	1,42	1,53	1,64	1,74	3,0	4,0	3,3	4,4	3,5	4,7	3,8	5,1	4,0	5,4	4,0	5,4	4,0	5,4
5.0	1,41	1,54	1,66	1,78	1,89	3,3	4,4	3,6	4,8	3,8	5,1	4,1	5,5	4,4	5,8	4,4	5,8	4,4	5,8
5.2	1,52	1,67	1,80	1,92	2,04	3,5	4,7	3,9	5,2	4,2	5,6	4,4	5,9	4,7	6,3	4,7	6,3	4,7	6,3
6.0	1,89	2,07	2,24	2,39	2,54	4,7	6,3	5,1	6,9	5,6	7,4	5,9	7,9	6,3	8,4	6,3	8,4	6,3	8,4
7.0**	2,53	2,77	2,99	3,19	3,39	6,4	8,5	7,0	9,3	7,5	10,1	8,1	10,8	8,6	11,4	8,6	11,4	8,6	11,4

Annexe 4

Perte de charge Lechapt_Calmom

A/ NOTATIONS - EXPLOITATION DE LA TABLE

Formule utilisée

$$J = L Q^M / D^N$$

où Q est en m³/s ; D en mètre ; J en mm/m
valable pour une eau à 10° centigrades.

1 - K = 2	L = 1,863	M = 2	N = 5,33
2 - K = 1	L = 1,601	M = 1,975	N = 5,25
3 - K = 0,5	L = 1,40	M = 1,96	N = 5,19
4 - K = 0,25	L = 1,160	M = 1,93	N = 5,11
5 - K = 0,1	L = 1,100	M = 1,89	N = 5,01
6 - K = 0,05	L = 1,049	M = 1,86	N = 4,93
7 - K = 0,025	L = 1,01	M = 1,84	N = 4,88
8 - K = 0			