

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'IRRIGATION ET DRAINAGE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME DU PROJET :

**ETUDE DU PERIMETRE D'IRRIGATION EL BRIKA
COMMUNE D 'EL KOUIF (W.TEBESSA)**

PRESENTE PAR :

M' BENDJABALLAH Hatem

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
Mr MEDDI Mohamed	Professeur	Président
Mme MEDJDOUB Sonia	M.A.A	Examinatrice
Mme SAADOUNE Samra	M.A.A	Examinatrice
Mr KOLAI Djafer	Assistant	Examineur
Mr BENKACI Ali Tarik	M.A.A	Promoteur

Septembre - 2014

Dédicaces

Je dédie ce travail :

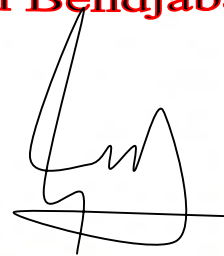
Avant tout à mes chers parents SAMIA et MOUHAMED, Qui m'ont soutenu durant toutes ces années de formation.

A mes frères ATEF, DJOUAD

*A toute la famille BENDJABALLAH
Et spécialement pour GAHNOU DEGUIG*

A tous mes amis sans exception et d'une façon spéciale à : mes copain du chambre, Mourad, Abderrahmane, Ali, Meriem, Manal, Islam, Khirou, Mousab, Rida, Hamza, Massoud, Chamssou, Idriss, Ibrahim, Faycel, Yacine, Yaser, Chouaib, Raouef, Fatah, Elarbi, et tous les étudiants ENSH, C.Latif Et C.Ghanou

Hatem Bendjaballah



Remerciements

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a donné la force, ainsi que la bonne volonté pour achever le cursus universitaire et ce modeste travail.

*Je tiens en premier lieu à exprimer ma profonde gratitude à mon promoteur Monsieur **TARIK BENKACI** pour son aide, ses conseils instructifs et précieux, sa confiance qu'il a faite en moi, ses encouragements et qui a bien voulu m'encadrer*

*Pour l'élaboration et le suivi de ce projet de fin d'étude Je remercie Madame **W.AZIZ**, **L.S.BAHBOUH**, Monsieur **M.MESSAHHEL**, **M.BOUKHÉLIFA**, pour leurs conseils ainsi que pour leurs disponibilités à chaque fois que je les sollicite.*

Je profite de l'occasion pour remercier tous mes enseignants de l'ENSH de la première année jusqu'à maintenant.

Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Hatem Bendjaballah



المخلص

إن الهدف من إنجاز مذكرة نهاية الدراسة الذي يتمثل ضمن إطار تحديد الأبعاد لشبكة تزويد و توزيع للمياه على مستوى المساحة الزراعية ، والتي تسمح للحصول على عائد مرتفع من الإنتاجية، وذلك باستخدام أفضل تقنيات الري، مع الحفاظ على الموارد المائية، و مراعاة الظروف المناخية، نوعية التربة ونوعية المياه.

استخدام أساليب نوعية لتحديد الاحتياجات من المحاصيل تؤدي إلى زيادة كفاءة استخدام المياه. تتناول هذه المذكرة لتنمية المائية الزراعية في المنطقة شبه الجافة بمدينة الكويف بولاية تبسة وذلك لزيادة نظام السقي والزراعة والذي هو النظام الأكثر كفاءة.

Résumé

Le présent mémoire a pour objectif, la projection d'un réseau d'adduction et de distribution de l'eau à travers le périmètre , qui permettent d'obtenir un rendement élevé de la productivité, en utilisant les meilleures techniques d'irrigation, tout en préservant les ressources hydriques, et en tenant compte des conditions climatiques ainsi que la qualité du sol et la qualité des eaux utilisées.

En utilisant des méthodes qualitatives pour déterminer les exigences de cultures et présenter de manière à ce que l'efficacité de l'eau soit maximale. Le mémoire traite de l'aménagement hydro-agricole en zone semi-aride dans la commune El kouif wilaya de Tébessa en se basant sur le système d'irrigation localisée et le plus efficient.

Abstract

This memory construct a part the projection of a water adduction and distribution network at the level of the agricultural area the perimeter , which allow obtaining a high yield of productivity, using the best techniques of irrigation, while preserving water resources, taking into account climatic conditions, soil quality and water quality. Using qualitative methods to determine the requisite of crops and presented a way that water efficiency is the best. This memory management hydro-agricultural development in semi-arid in the town El Kouif a region Tébessa for Based on irrigation system localized is the most efficient.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles de la zone d'étude

I.1.Introduction	2
I.2.Situation Géographique	2
I.3.Présentation sommaire de l'aménagement proposé.....	3
I.3.1 Hydrographie	4
I.3.2 Géologie	4
I.4.Etude socio-économique.....	5
I.4.1.Importance de l'agriculture sur l'économie de la région	5
I.4.2. Impact de l'aménagement sur le développement local	5
I.5.Caractéristiques climatologiques	6
I.5.1.Température	6
I.5.2.Humidité relative de l'air	7
I.5.3.Les précipitations (pluviométrie).....	7
I.5.3.1.Précipitations annuelles.....	8
I.5.3.2.Précipitations mensuelles	8
I.5.4.Les Vents	8
I.5.5.Insolation	8
I.5.6.L'évaporation.....	9
I.5.7.Les gelées.....	9
I.6.Indices agro-climatiques.....	9
I.6.1.Classification du climat selon l'indice de De Martone (1926)	9
I.6.2. Climagramme Pluviothermique De Bagnouls et Gaussen.....	10
I.6.3. Quotient pluviothermique d'Emberger	11
I.7 Conclusion.....	13

Chapitre II : Ressources en sol

II.1.Introduction	14
II.2.Etude pédologique.....	14
II.2.1. Levé pédologique	14
II.3.Classification des sols du périmètre	14

II.3.1. Classe des sols calcimagnésiques	14
II.3.1.a.Sols bruns calcaires modaux limono argileux.....	15
II.3.1.b.Sols bruns calcaires modaux à encroutement	15
II.3.1.c. Sols bruns calcaires sablo- argileux	15
II.3.1.d.Sols bruns calcaires noircis halomorphes	16
II.4. Classe des sols peu évolués	16
II.5. Etude des aptitudes culturales	16
II.5.1. Les aptitudes définies	17
II-5-1-a. Cultures céréalière et fourragères	17
II-5-1-b. Culture maraichères	17
II-5-1-c. Cultures arboricoles	17
II.6. les assolements - rotations	18
II.6.1. Assolements et rotations proposés.....	18
II.7. Etude foncière	21
II.8. Conclusion.....	21

Chapitre III : Ressources en eau

III.1. Introduction.....	22
III.2. Présentation du bassin verant.....	22
III.3. Caractéristiques de la retenue	23
III.4. Analyse de la qualité de l'eau d'irrigation.....	24
III.4.1. Le SAR (Sodium Absorption Ration)	25
III.4.2. La conductivité électrique	25
III.5. Etude hydrologique.....	27
III.5.1. Etude des pluies annuelles	27
III.5.2 Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique	28
III.5.3. Ajustement de la série pluviométrique.....	30
III.5.3.1. Ajustement à la loi normale.....	31
III.6. Détermination de l'année de calcul	33
III.7 Conclusion	34

Chapitre IV : Calcul des besoins en eau des cultures

IV.1. Introduction.....	35
-------------------------	----

IV.2 Occupation du sol du périmètre	35
IV.3 Besoins en eau des cultures	35
IV.3.1 L'évapotranspiration (E T)	35
IV.3.2 L'évapotranspiration potentielle (ETP)	35
IV.3.2.1 Calcul de l'évapotranspiration potentielle (E T P)	36
IV.3.Calcul de l'évapotranspiration de référence	37
IV.3.1.Calcul de la pluie efficace	37
IV.3.2.Evaporation maximale de culture (ETM)	38
IV.4. Définition des besoins en eau d'irrigation nette d'une culture	38
IV.4.1.Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures	39
IV.4.2.Calcul de besoins nets	39
IV.5.Calcul du débit spécifique	46
IV.6.Estimation des besoins en eau totaux du périmètre d'El Brika	48
IV.7.Conclusion	50

Chapitre V : Etude du système d'adduction

V.1.Introduction :	51
V.2.Description des différents modes d'irrigation.....	51
V.2.1.Choix du mode d'irrigation	51
V.3.Découpage des îlots d'irrigation	52
V.3.1 Taille des îlots d'irrigation	52
V.3.2.Rôle et fonction de la borne d'irrigation	52
V.4.Modalités de desserte de l'eau	52
V.4.1. Distribution d'eau à la demande	52
V.4.2 Distribution au tour d'arrosage	53
V.5.Tour d'arrosage à la borne	53
V.5.1.Tour d'arrosage au niveau de l'antenne	53
V.6.calcul des Débits des bornes	53
V.6.1.Donné de base du dimensionnement.....	53
V.7.Dimensionnement hydraulique	56
V.7.1 Calcul de la conduite de refoulement	56
V.7.2.Calcul des diamètres des canalisations.....	57
V.7.3.Calcul du diamètre économique	57

V.8. Tracé du réseau de distribution	58
V.8.1.Tracé par proximité	60
V.8.2 Tracé à 1200 :	60
V.8.3 le tracé économique	60
V.8.4.Matériaux de construction des canalisations	60
V.8.4.1. Choix du matériau des conduites	60
V.8.4.2 Avantages des canalisations en PEHD	60
V.9. Dimensionnement des canalisations	61
V.9.1Vitesse admissible:.....	61
V.9.2.Calcul des diamètres	61
V.9.3.Calcul des pertes de charge.....	61
V.10.Simulation du réseau par le logiciel EPANET.....	65
V.11.Conclusion	67

Chapitre VI : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

VI.1.Introduction.....	68
VI.2. Les techniques d'irrigation	68
VI.2.1 Irrigation de surface	68
VI.2.2.Irrigation par aspersion	69
VI.2.3.Irrigation localisée	69
VI.2.3.a-Caractéristiques de l'irrigation localisée	69
VI.2.3.b.Irrigation localisée par goutteurs.....	70
VI.3.Dimensionnement hydraulique d'un réseau goutte à goutte.....	73
VI.3.1.Données générales :	73
VI.4.Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée.....	73
VI.4.1.Influence du taux de couverture du sol	73
VI.4.2.Dose pratique (Dose nette).....	74
VI.4.3.Fréquence des arrosages	75
VI.4.4.Durée d'arrosage par mois	75
VI.4.5.Durée d'arrosage journalier	76
VI.4.6.Nombre de poste	76
VI.4.7.Surface du poste	76
VI.4.8.Surface correspondant à une rampe	76

VI.4.9.Nombre de rampes par postes	76
VI.5.Calculs hydrauliques.....	76
VI.5.1.Condition hydraulique	76
VI.5.1.1Calcul des pertes de charge :	77
VI.5.2. Débit des rampes et des porte-rampes	77
VI.5.3.Débit de la conduite secondaire	78
VI.5.4.Dimensionnement des différentes parties du réseau :	78
VI.5.5.Vérification des pertes de charges	78
VI.5.6. Calcul de Diamètre de la rampe	79
VI.5.7.Calcul de Diamètre de la porte rampe.....	79
VI.5.8.Calcul des diamètres des conduites secondaires	80
VI.5.9.Calcul de diamètre de conduites secondaires.....	80
VI.5.10.Calcul du diamètre de la conduite principale à la sortie de la borne	80
VI.5.11.La pression d'eau à la borne de distribution	80
VI.6.Conclusion	82

Chapitre VII : Etude de la station de pompage

VII.1.Introduction	83
VII.2.Choix de l'équipement principal.....	84
VII.2.1.Détermination du nombre de pompes.....	84
VII.3.Les pompe	84
VII.3.1Les turbopompes (pompes centrifuges).....	84
VII.3.2.Les pompes à écoulement radial.....	84
VII.3.3.Les pompes axiales	84
VII.3.4.Les pompes semi axiales	84
VII.4.Détermination de la hauteur d'élévation	85
VII.4.1.Calcul du débit forcé.....	86
VII.4.2.Détermination du nombre de pompes	87
VII.4.3.Choix du nombre pour la pompe centrifuge.....	87
VII.5.Choix du nombre de pompes.....	88
VII.5.1.Détermination de la hauteur admissible d'aspiration	90
VII.5.1.a.Protection contre la cavitation.....	90
VII.6.Choix du moteur électrique	91

VII.7. Protection contre les coups de béliers	92
VII.7.1. Méthode ou dispositifs de protection contre les coups de béliers	92
VII.7.2. Calcul du volume du réservoir d'air	93
VII.7.2.a. Calcul de la célérité d'ondes	93
VII.8. Dimensionnement du réservoir de stockage.....	95
VII.9. Conclusion.....	96

Chapitre VIII : Evaluation du cout du projet

VIII.1. Introduction.....	97
VIII.2. Estimation du devis d'un réseau d'irrigation goutte à goutte	97
VIII.2.1. Dépenses des équipements	97
VIII.2.2. Dépenses des travaux	98
VIII.3. Conclusion	99
 CONCLUSION GENERALE.....	 100

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles de la zone d'étude

Tableau I.1: Répartition géographique de la population	5
Tableau I.2: Températures moyennes mensuelles station de Tébessa (1980-2010).....	6
Tableau I.3: Valeurs mensuelles de l'humidité relative Station de Tébessa (1980-2010)	7
Tableau I.4: Distribution mensuelle des précipitations annuelles.	8
Tableau I.5: Moyenne mensuelle des vitesses du vent (Station de Tébessa)	8
Tableau I.6: durée mensuelle de l'insolation total en (heures).	9
Tableau I.7: Durée mensuelle de l'insolation totale en (heures).	9
Tableau I.8: Valeurs moyennes mensuelles des gelées	9
Tableau I.9: Résultats de l'indice de De Martone	10

Chapitre II : Ressources en sol

Tableau II.1: Les aptitudes des unités pédologiques	18
Tableau II.2: Occupation du sol et les cultures proposées	19
Tableau II.3: Assolements proposés.....	20

Chapitre III : Ressources en eau

Tableau III-1: Caractéristiques hydrologiques du Bassin Versant.....	23
Tableau III-2: Caractéristique hydrauliques de la retenue El Brika	24
Tableau III-3: Qualité chimique de l'eau d'irrigation	24
Tableau III-4: Classification des eaux en fonction du S.A.R.....	25
Tableau III-5: Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique	26
Tableau III-6: Précipitation mensuelle de la station Tébessa.....	28
Tableau III-7: Test d'homogénéité de Wilcoxon	30
Tableau III-8: Ajustement à la loi normale	31
Tableau III.9: Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul.	34

Chapitre IV : Calcul des besoins en eau des cultures

Tableau IV.1: Evapotranspiration en mm/jour	37
Tableau IV.2: Pluies efficaces calculées	38
Tableau IV.3: Besoins en eau d'irrigation de blé.....	40

Tableau IV.4: Besoins en eau d'irrigation de tomate.....	40
Tableau IV.5: Besoins en eau d'irrigation de poivron	41
Tableau IV.6: Besoins en eau d'irrigation de concombre.....	41
Tableau IV.7: Besoins en eau d'irrigation de l'ail	42
Tableau IV.8: Besoins en eau d'irrigation de pomme de terre (S).....	42
Tableau IV.9: Besoins en eau d'irrigation de la pomme du terre (AS).....	43
Tableau IV.10: Besoins en eau d'irrigation de laitue.....	43
Tableau IV.11: Besoins en eau d'irrigation de carotte.....	44
Tableau IV.12: Besoins en eau d'irrigation de l'oignon	44
Tableau IV.13: Besoins en eau d'irrigation de choux.....	45
Tableau IV.14: Besoins en eau d'irrigation de l'olivier.....	45
Tableau IV.15: Besoins en eau d'irrigation du figuier.....	46
Tableau IV.16: Calcul des besoins en eau des cultures.....	47
Tableau IV.17: Besoins en eau de calculés pour le périmètre d'El Brika	48
Tableau IV.18: Volumes d'eau alloués à l'irrigation en fonction de l'assolement proposé... 49	

Chapitre V : Etude du système d'adduction

Tableau V.1: Les caractéristiques des ilots avec débit du borne du secteur I.....	54
Tableau V.2: Les caractéristiques des ilots avec débit du borne du secteur II	55
Tableau V.3: Nombre d'irrigation du chaque secteur.....	55
Tableau V.4: Calcul de la hauteur manométrique (Hmt).....	57
Tableau V.5: Calcul des frais d'amortissement	57
Tableau V.6: Calcul des frais d'exploitation	58
Tableau V.7: Calcul du bilan total	58
Tableau V.8: Les paramètres de perte de charge	62
Tableau V.9: Calculs hydraulique du réseau de distribution (Secteur 1)	63
Tableau V.10: Calculs hydraulique du réseau de distribution (Secteur 2)	64
Tableau V.11: Les Pressions du chaque nœud aux réseaux distribution	65
Tableau V.12: Les tuyaux du réseau distribution	66

Chapitre VI : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

Tableau VI.1: Calcul de Diamètre de la rampe	79
Tableau VI.2: Calcul de Diamètre de la porte rampe	79
Tableau VI.3: Calcul du diamètre de la conduite secondaire	80

Tableau VI.4: Calcul de diamètre de la conduite principale à la sortie de la borne	80
Tableau VI.5: Les pertes de charge de la borne jusqu'au le goutteur le plus défavorable	81

CHAPITER VII : Etude de la station de pompage

Tableau VII.1: Variantes pour le choix du nombre de pompes.....	89
Tableau VII.2: Variation du coefficient K en fonction de la puissance P	91
Tableau VII.3: Caractéristiques du moteur électrique choisi	92
Tableau VII.4: Célérité d'ondes	94
Tableau VII.5: Les dimensions du réservoir de stockage.....	95

Chapitre VIII : Evaluation du cout du projet

Tableau VIII.1: Liste des pièces de réseau d'irrigation localisée.	97
Tableau VIII.2: Liste des pièces d'adduction, pompage et le bassin.	98
Tableau VIII.3: Calcul de terrassement	99

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles de la zone d'étude

Figure I-1 : localisation de la zone d'étude (source : Google image)	2
Figure I-2 : Vue générale du projet	4
Figure I-3: Variation annuelle des températures moyennes mensuelles (1980-2010).....	7
Figure I-4: Climagramme de Gaussen de la station climatique entre 1980 -2010.....	11
Figure I-5 : Diagramme bioclimatique d'Emberger de la région de Tébessa.....	12

Chapitre III : Ressources en eau

Figure III-1: Délimitation Du Bassin Versant	22
Figure III-2: Diagramme de classification des eaux d'irrigation	27
Figure III-3: Ajustement des pluies annuelles à la loi normale.....	32
Figure III-4: Ajustement des pluies annuelles à la loi log-normale	34

Chapitre V : Etude du système d'adduction

Figure V.1: Graphe du bilan an fonction diamètre.....	58
Figure V.2: Réseaux distribution simulé par EPANET	68

Chapitre VI Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

Figure VI.1: Composition De l'installation d'un réseau goutte à goutte.....	72
Figure VI.2: Exemple d'un goutteur	73
Figure VI.3: Schéma explicatif de goutteur le plus défavorable	82

Chapitre VIII : Evaluation du cout du projet

Figure VIII.1: Schéma simplifié pour place la conduite d'adduction	100
---	-----

LISTE DES PLANCHES

Planche 1 : Plan d'aménagement général commune D'EL KOUIEF willaya Tébessa

Planche 2 : Caractéristique du Réseau du périmètre EL BRIKA willaya Tébessa

Planche 3 : Profil en long de la Adduction du périmètre EL BRIKA willaya Tébessa

Planche 4 : Réseau Goutte à Goutte du Périmètre EL BRIKA willaya Tébessa

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une ressource essentielle dans la vie. Elle fait l'objet d'utilisations très diverses par l'homme, elle est indispensable dans la production agricole, énergétique et industrielle.

Très limitée, la ressource en eau est de plus en plus menacée par les conséquences des activités humaines. Le nombre croissant d'utilisateurs nous oblige aujourd'hui à gérer cette ressource de manière intégrée et efficace, dans une perspective de long terme, et ainsi à trouver des solutions innovantes pour répondre à la demande.

Dans le domaine de l'irrigation, la solution consiste à identifier les futurs projets en adoptant les techniques et les procédés d'arrosage qui utilisent d'une façon rationnelle et efficace les volumes d'eau réservés.

Les ressources en eau représentent un élément fondamental dans le développement économique d'un pays. Les interférences du secteur de l'hydraulique avec les autres secteurs économiques ont fait de lui un élément préalable pour la concrétisation des objectifs prioritaires pour le développement de l'agriculture.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre mémoire de fin d'étude. En effet, le périmètre d'irrigation d'El Brika situé dans la Wilaya Tébessa représente une riche entité agricole où l'on pratique une agriculture de type agropastorale.

La mobilisation de l'eau au niveau de la retenue collinaire d'El Brika pourra permettre l'intensification des cultures dans une région très aride, où l'agriculture constitue la seule ressource de développement économique.

Ainsi, notre travail portera sur le dimensionnement d'un réseau d'irrigation, l'étude sera consacrée aux volets d'adduction et de distribution moyennant diverses techniques et lois hydrauliques qui répondent à nos conditions naturelles et techniques jusqu'à la borne d'irrigation pour faire fonctionner les différents systèmes d'arrosages projetés dans le périmètre d'El Brika.

CHAPITRE I :
Analyse des
conditions naturelles
de la zone d'étude

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles de la zone d'étude

I.1.Introduction

Dans le cadre de la valorisation des ressources en eau, en particulier les eaux superficielles de la région d'El Brika dans commune d'El Kouif dans la wilaya de Tébessa, les autorités locales ont décidé l'aménagement d'un périmètre d'irrigation situé au lieudit EL Brika d'une superficie de 130 ha. Le périmètre sera irrigué à partir de la retenue collinaire EL Brika réalisée en 2006.

I.2.Situation Géographique

La commune d'El Kouif (Fig.I-1) est située dans la wilaya de Tébessa, elle couvre une superficie de 257 km² ; elle est limitée par :

- Au Nord par la commune Ain Zerga.
- À l'Est Par la Tunisie.
- A l'Ouest par la commune Boulhef Dyr.
- Au sud par la commune de Bekkaria.

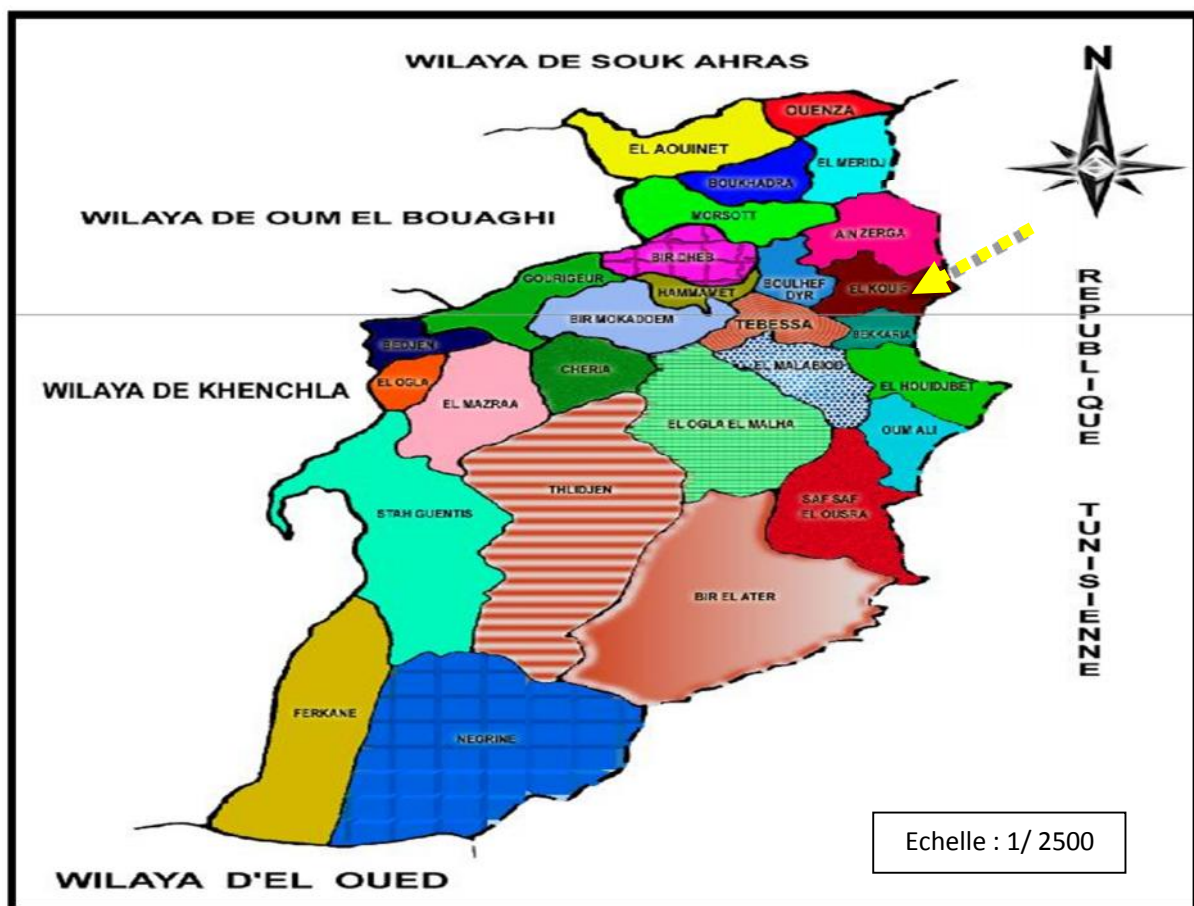


Figure I-1 : localisation de la zone d'étude (source : Google image)

Le périmètre El Brika en question est situé dans la zone frontalière Algero-tunisienne au Sud-Est de la ville d'El Kouif, il est situé dans une vallée cernée entre deux chaînes montagneuses d'orientation Nord-Est, l'une au Nord et l'autre au Sud abritant une partie de la limite frontalière avec la Tunisie. Les terres à irriguer sont situées immédiatement au Nord de la cuvette de la retenue. Elles sont limitées au Nord par le massif calcaire de Djebel Saadi (1144 m); au Sud par la cuvette de la retenue, à l'Ouest par la piste reliant El Kouif à la digue de la retenue collinaire et à l'EST par Draa El Brika.

Administrativement, la zone d'étude est rattachée à la commune d'El Kouif qui est le chef-lieu de la commune.

I.3.Présentation sommaire de l'aménagement proposé

Les terres à irriguer sont d'une superficie d'environ 130 ha, elles sont situées en amont de la cuvette de la retenue ; un système de refoulement est alors indispensable pour permettre l'irrigation du périmètre.

Conformément aux orientations des autorités locales et de l'administration contractante, elles seront réparties de part et d'autre de l'oued El Hassi (60% environ à l'Est et le reste à l'Ouest de ce dernier).

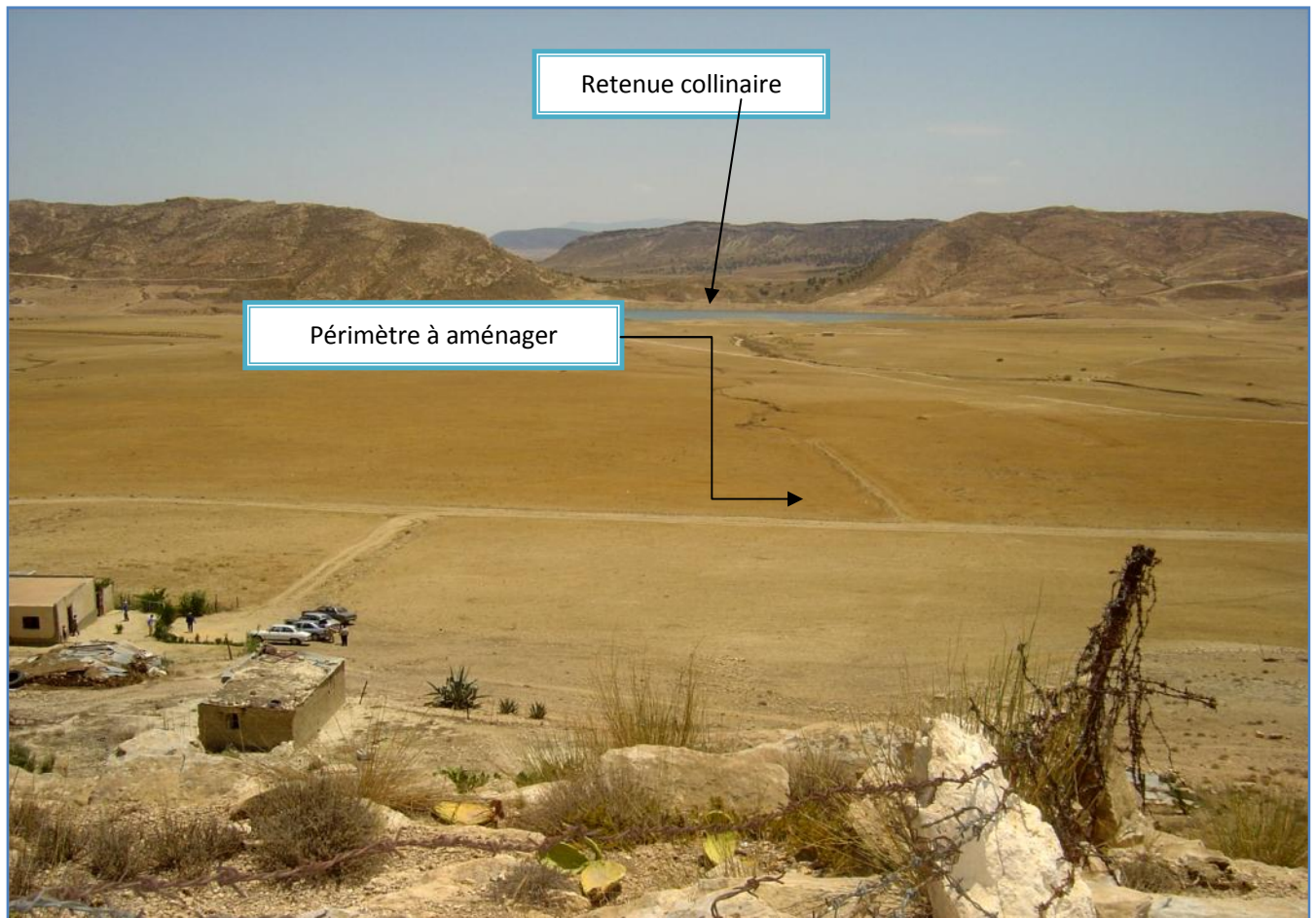


Figure I-2 : Vue générale du projet

L'accès au site du périmètre à équiper est possible grâce à une piste carrossable qui relie le chef-lieu de commune avec les agglomérations secondaires situées au sud. Le périmètre présente une géomorphologie ondulée d'exposition Sud-Est.

I.3.1 Hydrographie

La densité du chevelu hydrographique témoigne d'un ruissellement important. Les principaux cours d'eau sont oued El Hassi qui prend naissance dans les gorges situées immédiatement au Sud d' El Kouif. C'est un important cours d'eau à écoulement intermittent qui traverse le périmètre du Nord au Sud. Son écoulement dépend exclusivement des précipitations enregistrées notamment les averses orageuses.

I.3.2 Géologie :

La stratigraphie de la zone d'étude est caractérisée par des séries sédimentaires allant du Trias au quaternaire, on distingue :

-Les limons récents de couleur allant du brun ocre au gris sombre, ils sont associés à des cailloutis anguleux.

-Brèches et cailloutis d'épandages : au pied des massifs calcaires, des brèches épandues sur des marnes et prises dans un ciment qui rappelle l'aspect de croute calcaire.

-Les formations conglomératiques sont observées dans la partie Nord Est.

-Les formations triasiques sont représentées principalement par les marnes gypseuses ainsi que des argiles de teint vert clair et rougeâtre.

I.4. Etude socio-économique

La population de la commune d'El Kouif est évaluée à 19926 habitants, répartie sur 257 km² (superficie totale de la commune), soit une densité de 78 hab. /km². Plus de 50% de la population réside au chef-lieu de commune et 1/3 en zone éparses.

Tableau I- 1 : Répartition géographique de la population

	ACL	AS	ZE	TOTAL
population (Hab.)	9750	3686	6490	19926
Pourcentage	48,93%	18,50%	32,57%	100

I.4.1. Importance de l'agriculture sur l'économie de la région

La commune d'El Kouif est une région à dominance agricole et rurale. Cependant, l'agriculture actuelle est fondée sur une culture extensive du blé et l'orge en sec, les agriculteurs pratiquent l'assolement biennal, qui n'est pas créateur de postes de travail, de plus le niveau de mécanisation est faible, les rendements des cultures est tributaire des précipitations. L'aménagement hydro-agricole du périmètre offrira des opportunités sur l'emploi, et donc sur le niveau social.

I.4.2. Impact de l'aménagement sur le développement local

La pratique d'une agriculture irriguée dans la région est ancienne. Cependant, les disponibilités en eau sont insuffisantes pour satisfaire la demande. L'apport d'une quantité supplémentaire d'eau grâce à la mobilisation de cette ressource par la retenue collinaire de l'oued El Hassi permettra une meilleure intensification agricole et l'éventualité d'une extension des zones irrigable. Si on considère que l'aire d'irrigation couvrira approximativement 70%, le nombre de jours de travail offert sera de $67,5 \text{ j} \times 70 = 4725$ jours correspondant à environ 157 postes de travail à temps plein sur une base de 30 jours par mois. Ce résultat est évidemment théorique.

Dans le domaine du revenu des bénéficiaires et sur la base d'une exploitation de 06 hectares avec les proportions en cultures telles qu'elles se sont exprimées dans les intentions des bénéficiaires, le revenu de l'exploitant serait en hausse de 10 à 25%, en excluant la première année d'investissement.

L'aménagement du périmètre El Hassi aura donc des répercussions positives sur le niveau de vie des exploitants. Cependant, les agriculteurs doivent être assistés par les programmes de l'état, et ce pour une meilleure exploitation du périmètre.

I.5.Caractéristiques climatologiques

Les éléments climatiques sont les paramètres de base indispensables à connaître pour conduire une réflexion sur l'optimisation de l'eau en irrigation. Les différents éléments caractérisant le climat, sont principalement : les précipitations, la température, le vent, l'humidité relative de l'air, l'insolation.

La zone d'étude, jouxtant la frontière Algéro-tunisienne, fait partie de l'Atlas saharien. Le climat est caractérisé par l'alternance d'une saison chaude et sèche et l'autre froide plus humide. Les données climatiques de la zone d'étude sont issues des stations hydro-pluviométriques de l'Agence Nationale Des Ressource Hydrauliques (ANRH) et de l'Office National de la Météorologie (ONM).

I.5.1.Température

Pour estimer la température de l'air, nous ne disposons que des données de la station de Tébessa, qui est la station la plus proche, la série d'observation est relativement longue et complète. Les données de températures de l'air seront utilisées pour le calcul de l'ETP.

Tableau I.2 : Températures moyennes mensuelles station de Tébessa (1980-2010)

T°	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	Moy
Max	22.9	19.7	13.7	10.8	9.2	10.6	12.8	19.83	28.1	29.7	29.23	28.81	19.62
Min	19.9	13.5	8.4	5.1	3.5	4.9	8.2	5.8	8.2	16.3	23.63	20.9	11.53
Moy	21.4	16.6	11.0	7.94	6.36	7.75	10.5	12.8	18.1	23.0	26.4	24.86	15.6

Source ONM

D'après le tableau I.1, la température moyenne annuelle est de 15.6 °C ; les températures moyennes minimales et maximales sont respectivement de 6.3°C (en mois de Janvier) et de 26.4°C, observée durant le mois de Juillet.

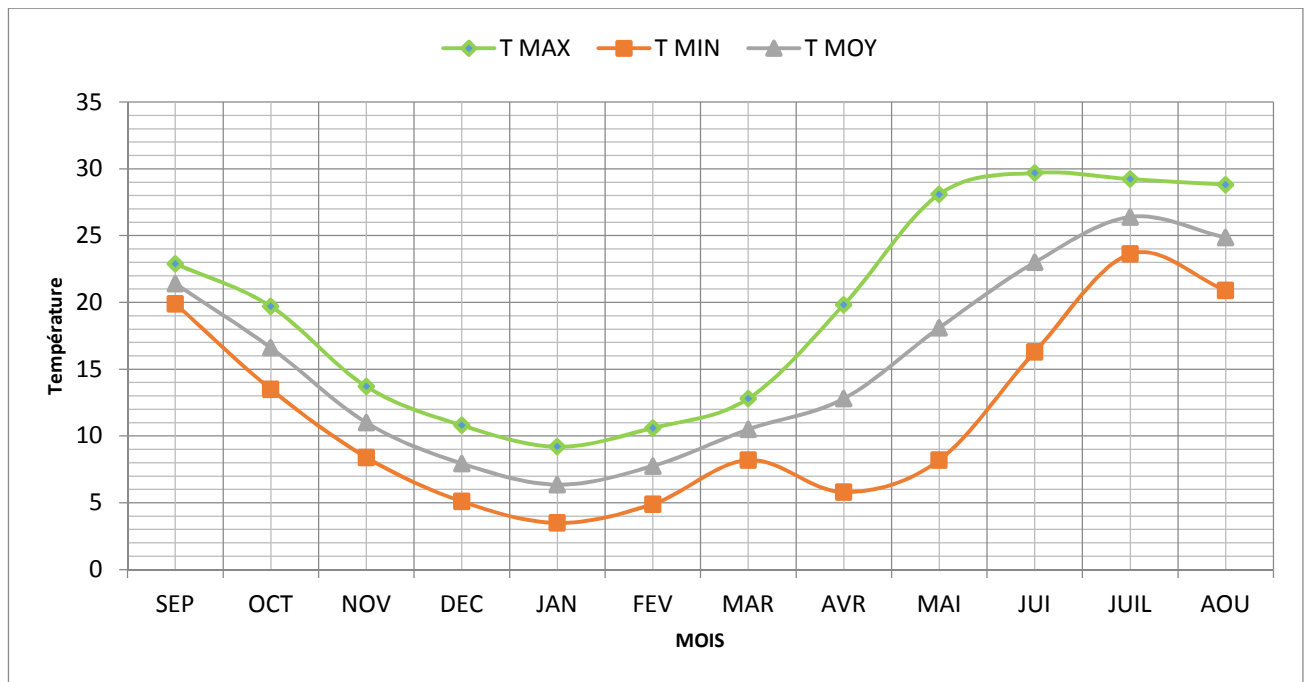


Figure I.3: Variation annuelle des températures

I.5.2. Humidité relative de l'air

L'humidité relative de l'air, ou degré hygrométrique, correspond au rapport de la pression partielle de la vapeur d'eau contenue dans l'air sur la pression de vapeur saturante (ou tension de vapeur) à la même température. C'est un paramètre important en irrigation, puisqu'il intervient dans l'évapotranspiration des cultures.

Tableau I-3: Valeurs mensuelles de l'humidité relative Station de Tébessa (1980-2010)

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Année
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
Humidité (en %)	56.9	60.3	68.9	72.6	72.8	67.0	63.0	60.0	53.9	46.3	40.8	44.3	58.9

Source ONM

I.5.3. Les précipitations (pluviométrie)

Les précipitations sont définies comme l'ensemble des eaux météorologiques recueillies par un bassin versant ou une surface bien déterminée.

L'étude pluviométrique présente un intérêt considérable en irrigation afin d'évaluer la lame d'eau tombée sur l'ensemble du bassin versant et de déduire le régime pluviométrique.

Notre étude est donc basée sur les données enregistrées pendant une période de 30 ans (1980 à 2010).

I.5.3.1. Précipitations annuelles

L'étude des variations des précipitations annuelles dans notre région montre une grande variation dans le temps et dans l'espace à l'échelle de 30 années (1980-2010). La moyenne interannuelle des précipitations est de 350.5 mm, ce qui correspond à une région semi-aride.

I.5.3.2. Précipitations mensuelles

Pour mettre un aperçu sur la variation des précipitations mensuelles à l'échelle de la région, le tableau suivant illustre les précipitations moyennes mensuelles pour la station sur 30 années d'observations allant de 1980 à 2010:

Tableau I-4: Distribution mensuelle des précipitations annuelles.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total	Min	Max
P(mm)	39,1	27,7	35,5	26,7	27,6	25,6	39,5	28,8	37,5	27,4	12,5	22,6	350,5	12.5	39.5

On y observe que les précipitations maximales sont marquées au mois de septembre avec une moyenne de **39.5** mm, alors que le mois le plus sec est juillet avec **12,5** mm.

I.5.4. Les Vents

Le vent est à influence directe sur les sols, la végétation et d'autres facteurs tels que précipitations et évapotranspiration. Il intervient aussi dans le choix du type d'irrigation.

Tableau I.5: Moyenne mensuelle des vitesses du vent (Station de Tébessa)

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Année
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
Vitesses m/s	2.63	2.35	2.91	3.13	2.81	3.35	3.41	3.79	3.43	3.1	3.08	2.5	3.04

Le tableau précédent, montre que la vitesse moyenne mensuelle du vent enregistrée à la station de Tébessa varie entre 2.35 m/s en Octobre et 3.79 en Avril.

I.5.5. Insolation

Les valeurs mensuelles moyennes observées sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I-6: durée mensuelle de l'insolation total en (heures).

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Moyenne Mensuelle	370,9	348,7	305,7	300,9	308,7	303,8	370,7	391,8	434,8	436,1	442,6	418,1

Source : ONM

I.5.6.L'évaporation**Tableau I-7:** Durée mensuelle de l'insolation totale en (heures).

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Année
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
Evaporation (mm)	216.6	175.4	108.06	85.73	76.86	92	140.73	176.73	233.66	282.86	370.6	315.6	189.57

Source: ONM

Le tableau ci-dessus montre qu'à Tébessa il s'évapore environ 2275 mm annuellement soit une moyenne mensuelle de 190 mm. Le maximum est enregistré au mois de Juillet (370.6 mm) et le minimum au mois de Janvier (76.86 mm).

I.5.7.Les gelées**Tableau I-8:** Valeurs moyennes mensuelles des gelées

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	année
Moyenne Mensuelle	0.0	0.1	1.9	7.4	7.5	5.1	4.2	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	26.6

Les gelées peuvent se manifester sur une période relativement longue (du mois d'octobre au mois d'Avril).

I.6.Indices agro-climatiques**I.6.1.Classification du climat selon l'indice de De Martone (1926) :**

L'indice d'aridité de De Martone est un indicateur quantitatif du degré de sécheresse, estimé à un endroit donné. Cet indice est donné par la formule suivante :

$$I = \frac{P}{(10 + T)}$$

I : Indice d'aridité

P: précipitation moyenne annuelle (mm).

T: température moyenne annuelle (C°).

$$I = \frac{350.5}{(10 + 15.6)} = 13.70$$

Tableau I-9: Résultats de l'indice de De Martone

Intervalle du valeur du I	Type du climat	IRRIGATION
I<5	climat hyperaride	Indispensable
5<I<7,5	climat désertique	Indispensable
7,5<I<10	climat steppique	Souvent Indispensable
10<I<20	climat semi-aride	Parfois utile
20<I<30	climat tempère	Inutile

Nous remarquons à travers les valeurs obtenues de l'indice d'aridité, que la région appartient au climat semi-aride, donc l'irrigation est souvent indispensable.

I.6.2. Climagramme Pluviothermique De Bagnouls et Gausсен

Ce diagramme nous permet d'évaluer l'intervalle de saisons sèche et humide, et sa position dans le temps lorsque la pluviométrie enregistrée pendant un mois est inférieure au double de la température moyenne enregistrée; le mois est considéré comme écologiquement sec.

Le diagramme tracé pour la station de Tébessa (Fig. I-6) montre une période sèche est supérieure à cinq mois .elle s'étale du mois de mai au mois de d'octobre.

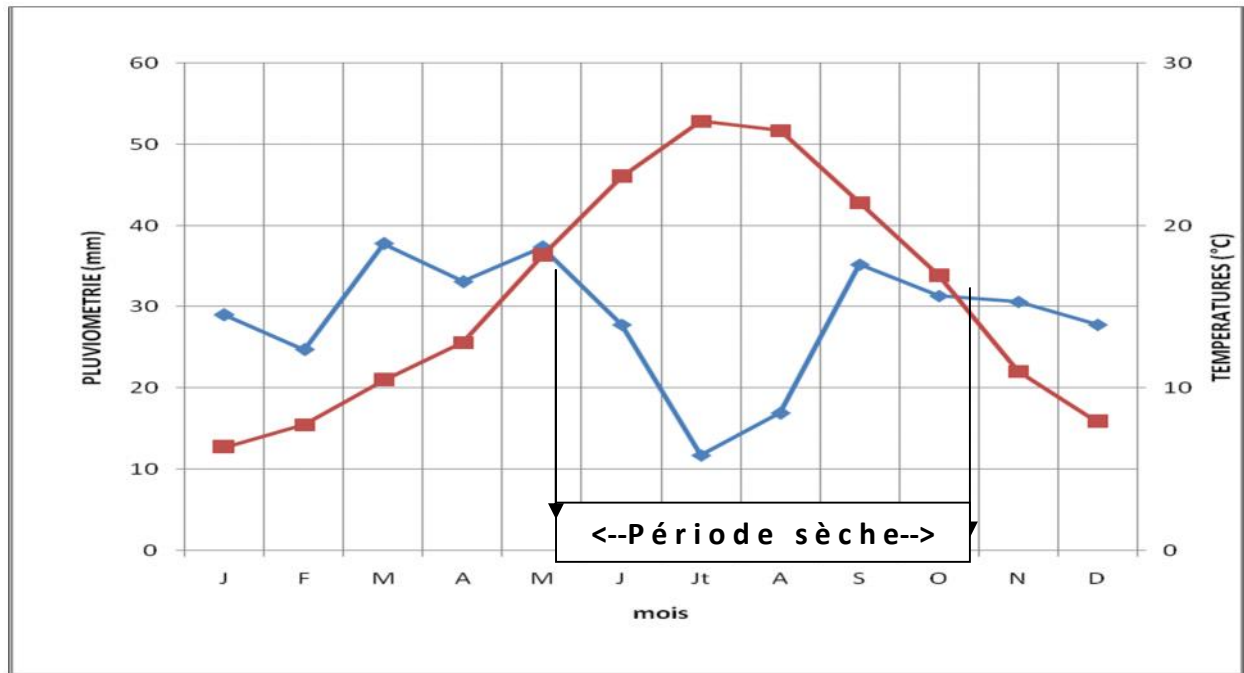


Figure I-4: Climagramme de Gausson de la station climatique entre 1980 -2010

I.6.3. Quotient pluviothermique d'Emberger

Il s'exprime comme suit :

$$Q = \frac{3.43 * P}{(M - m)}$$

Où :

P = pluviométrie moyenne annuelle

M= moyenne des températures maximales du mois le plus chaud (juillet)

m = moyenne des températures minimales du mois le plus froid (janvier)

A.N P=350.6 mm ; M=28 C et m=4 C

La station de Tébessa aura un $Q = 50.11$; elle est située à la limite inférieure de l'étage bioclimatique semi-aride à hiver froid :

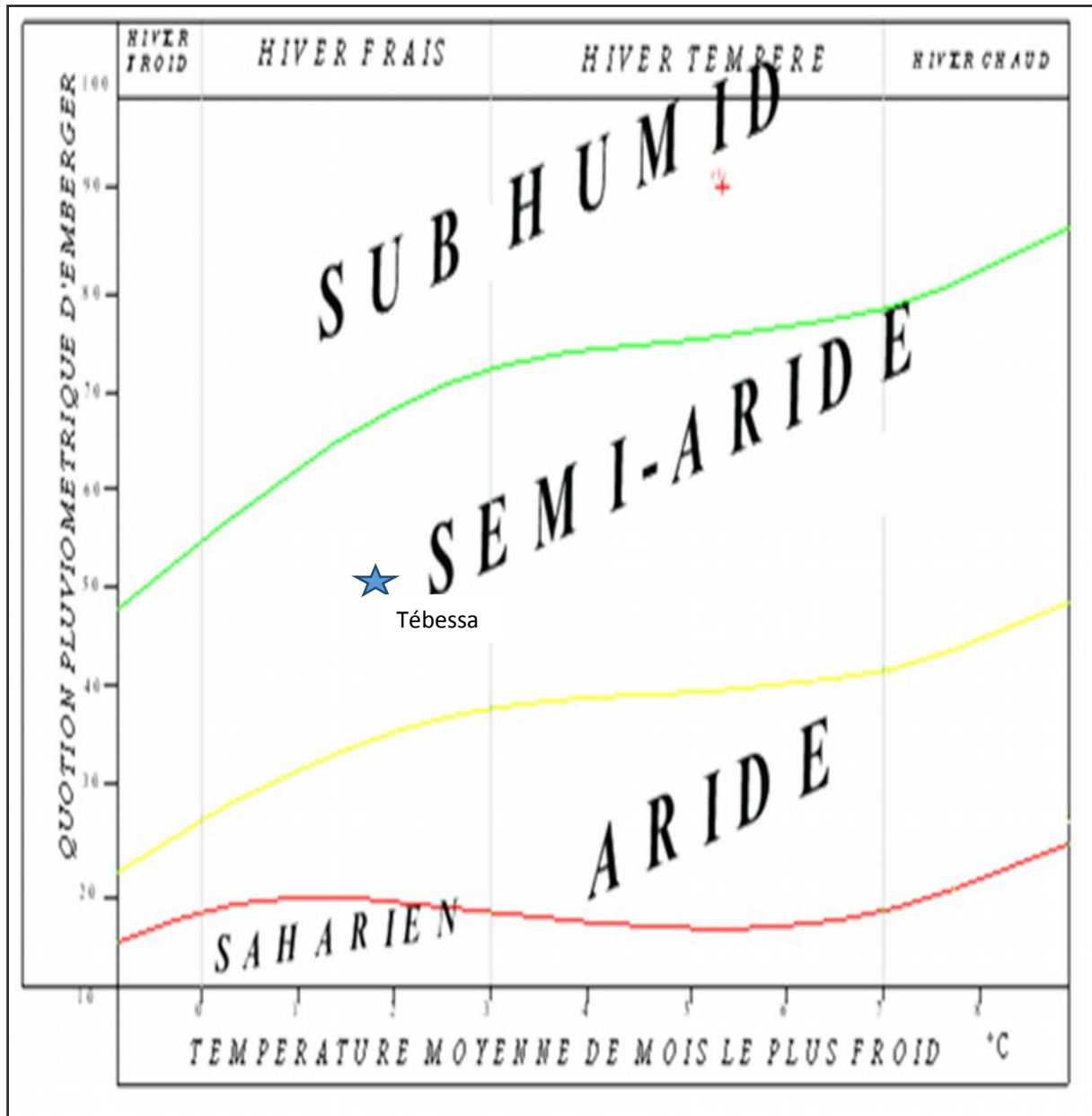


Figure I-5 : Diagramme bioclimatique d'Emberger de la région de Tébessa

I.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons étudié les conditions naturelles de la zone d'étude qui nous ont amenés aux conclusions suivantes :

Le périmètre d'El Brika est situé dans la zone extrême Est du pays, il est caractérisé par une pluviométrie annuelle très limitée, de l'ordre de 350 mm.

Les paramètres climatiques et agro-météorologiques indiquent que la zone d'étude est semi-aride.

L'introduction de l'irrigation est donc indispensable pour un développement des cultures et une intensification de l'agriculture dans cette zone rurale.

CHAPITRE II :

Ressources en sol

Chapitre II : Ressources en sol

II.1.Introduction

L'objectif visé par le présent chapitre consiste en l'évaluation des potentialités édaphiques du périmètre, de faire ressortir les contraintes à l'aménagement hydro agricole et d'en déduire par conséquent l'aptitude culturale des différentes unités pédologiques.

II.2.Etude pédologique

La pédologie est une science qui étudie les caractéristiques du sol, elle est donc une phase primordiale dans tout projet d'aménagement agricole

II.2.1. Levé pédologique

Il a été réalisé par le biais de profils creusés mécaniquement et par l'observation des coupes naturelles existantes. La profondeur des profils creusés dépasse généralement 1.5 m avec une largeur de 1 m. La surface brute levée est de l'ordre de 130 Ha. 31 profils ont été creusés, selon une distribution systématique tout en tenant compte de la physionomie du terrain, soit une densité d'une observation pour 4 Ha. Tous les profils creusés ont fait l'objet d'une description détaillée horizon par horizon.

II.3.Classification des sols du périmètre

La classification des sols est celle adoptée en vigueur par l'Agence Nationale des Ressources en Eau (A.N.R.H). Pour des raisons d'homogénéité du terrain, et pour un meilleur diagnostic des sols, la classification des sols a été étudiée jusqu'à la famille.

Sur la base de la démarche présentée ci-dessus, cinq (05) unités pédologiques homogènes ont été définies. Ces unités sont réparties en deux (02) Classes taxonomiques : la classe des sols peu évolués et la classe des sols calcimagnésiques.

II.3.1. Classe des sols calcimagnésiques

Ils forment la quasi-totalité des sols du périmètre d'irrigation. Ils s'étendent sur une superficie de 131.12 soit 99.02%. Ils sont caractérisés par un profil calcaire avec développement d'un horizon enrichi en carbonates de calcium de profondeur variable.

Quatre familles ont été définies :

II.3.1.a.Sols bruns calcaires modaux limono argileux

Ils occupent la partie Nord-Est du périmètre d'étude et s'étalent sur une superficie de 55.31ha soit 41.77%. Ce sont des sols profonds, de texture moyenne à fine, formés sur des marnes calcaires gypsifères. Ils présentent généralement un profil de couleur clair à tendance blanchâtre.

Sur le plan analytique on s'aperçoit que :

- Le profil est riche en calcaire total (plus de 30%).
- Le pH est alcalin sur tout le profil.
- Salinité : sol sain
- Réserves minérales : sol moyennement pourvu à pauvre en matière organique (entre 0.45 et 2.31 % dans les horizons de surface avec un taux d'argile variant respectivement entre 33 % et 26.5%).

Les essais d'infiltration ont donné des valeurs variant entre 2.6 cm/h. Avec ces valeurs l'unité pédologique appartient à la **classe IV**.

II.3.1.b.Sols bruns calcaires modaux à encroutement

Ils occupent la partie centrale du périmètre d'étude immédiatement à l'Ouest d'Oued El Hassi et s'étalent sur une superficie de 28.84 ha soit 21.78% de la surface du périmètre. Ils sont représentés par les profils 20 et 28.

Ce sont des sols profonds, formés sur des marnes calcaires gypsifères présentant un profil totalement calcaire de couleur claire à blanchâtre. La texture est fine (argileuse à limono argileuse).

Sur le plan analytique ; Les sols sont sains du point de vue salinité et présentent un pH franchement alcalin. Ils sont pauvres en matières organiques et en phosphore. En revanche, ils sont moyennement pourvus en potassium.

II.3.1.c. Sols bruns calcaires sablo- argileux

Ils occupent la partie extrême Ouest du périmètre et s'étendent sur une superficie de 10.43 ha soit 7.87%. Cette unité est caractérisée par un profil calcaire, profond, à texture sablo argileuse et affecté en profondeur par une légère salure.

Sur le plan analytique ; le profil est moyennement pourvu en matière organique (1.02 % dans l'horizon de surface). Le pH est neutre en surface à légèrement alcalin en profondeur.

L'essai de perméabilité réalisé au niveau du profil 32 a donné une valeur de 5.28 cm/heure (**classe V** : sols très perméables).

II.3.1.d.Sols bruns calcaires noircis halomorphes

Cette unité est d'une superficie de 36.54 ha soit 27.59 % , elle est formée de deux aires, l'une de 13.78 ha occupant la partie Sud jouxtant le lac de la cuvette; quant à la seconde de 22.76 ha, elle occupe la partie Sud-Est du périmètre.

Ce sont des sols profonds, calcaires, caractérisés par une couleur brune à sombre sur une partie du profil. La texture est fine (limono argileuse).

Le pH est alcalin. Les sols sont affectés par une faible salinité, ils appartiennent à la **classe V**.

II.4.Classe des sols peu évolués

Ils occupent une superficie très limitée 1.30 ha soit 0.98%. Ils sont représentés par un seul sous-groupe. Ce sont des sols d'apport alluvial, colluvial formés par les matériaux charriés à l'amont puis déposés par oued El Hassi. Morphologiquement, ces sols présentent un profil profond, présentant une texture fine sur tout le profil, ils ne sont pas salés, leur pH est alcalin. L'essai d'infiltration a donné une valeur de 8.56 cm/h. Avec cette valeur l'unité pédologique appartient à la **classe V**.

Les classes de perméabilité retenues :

- ✓ Classe I : $I \leq 1$ cm/h → sols très imperméables à ne pas irriguer
- ✓ Classe II : $1 \text{ cm/h} < I \leq 2$ cm/h → sols imperméables à irriguer avec précautions
- ✓ Classe III : $2 \text{ cm/h} < I \leq 3$ cm/h → sols imperméables à irriguer
- ✓ Classe IV : $3 \text{ cm/h} < I \leq 4$ cm/h → sols perméables à irriguer
- ✓ Classe V : $I > 4$ cm/h → sols très perméables, risque de perte d'eau.

Dans la majorité des cas, les sols présentent une perméabilité bonne à l'irrigation.

II.5.Etude des aptitudes culturales

Les aptitudes culturales des différentes unités pédologiques définies ont été établies en tenant compte des paramètres édaphiques suivants :

- La profondeur du sol
- La texture du sol (selon la profondeur des racines de la culture)
- La structure des horizons en fonction de l'enracinement de la culture

- Présence d'éléments grossiers dans le profil
- L'hydromorphie
- La salinité du sol
- Le calcaire
- La réaction du sol (pH).

II.5.1. Les aptitudes définies

II-5-1-a. Cultures céréalière et fourragères

C11 : Aptitude bonne pour toutes les cultures céréalières et fourragères,

Aptitude moyenne pour la luzerne

C13 : Aptitude bonne pour la fétuque, vesce-avoine, ray gras, blé dur, blé tendre, et Orge.

Aptitude moyenne pour la luzerne, bersim, sorgho et maïs.

II-5-1-b. Culture maraichères

M11 : Aptitude bonne pour toutes les cultures maraichères.

M15 : Aptitude bonne pour artichaut, oignon, navet, choux, épinard et laitue

Aptitude moyenne pour : tomate, ail, aubergine, pastèque, melon, piment, poivron, haricot, concombre et pois.

II-5-1-c. Cultures arboricoles

B21 : Aptitude bonne pour abricotier sur franc, olivier, et figuier.

Aptitude moyenne pour agrumes, pêcher sur amandier, abricotier sur amandier, amandier sur franc, pêcher sur prunier, prunier, abricotier sur myrobolan, prunier sur myrobolan, cerisier sur merisier, pommier et poirier.

B25 : Bonne pour pêcher sur prunier, prunier, pommier sur doucin et figuier

Aptitude moyenne pour agrumes, abricotier sur myrobolan, prunier sur myrobolan, cerisier sur merisier, olivier, pommier sur franc, poirier sur franc, poirier sur cognassier

Tableau II-1 : Les aptitudes des unités pédologiques

N° de l'unité pédologique	Désignation unité pédologique	Aptitude	Superficie (Ha)
I	Sol peu évolué d'origine non climatique d'apport alluvial-colluvial modal limono-argileux	C11M15B21	1.30
II	Sol Calcimagnésique Carbonaté Brun calcaire modal sur marnes	C11M15B21	55.31
III	Sol Calcimagnésique Carbonaté Brun calcaire modal à encroutement	C11M15B25	28.84
IV	Sol Calcimagnésique Carbonaté Brun calcaire Noirci Halomorphe	C13M15B25	36.54
V	Sol Calcimagnésique Carbonaté Brun calcaire Noirci Sablo argileux	C13M15B25	10.43

II.6.les assolements - rotations

II.6.1.Asolements et rotations proposés

Pour un aménagement adéquat et un équilibre de cultures, on propose de réserver 50 % de la superficie aux cultures arboricoles et maraichères et 50% aux cultures céréalières.

Aussi, Les espèces à prendre en considération lors de l'établissement des assolement-rotations sont :

- Pour les cultures arboricoles : l'olivier, l'amandier, l'abricotier et le pistachier
- Pour les cultures maraichères : la pomme de terre, les oignons, la carotte, le navet, la tomate, le piment et le poivron.
- Pour les cultures céréalières : le blé et l'orge.

En tenant compte des conditions socio-économiques, agro pédologiques de la zone et des recommandations de l’administration, nous proposons un assolement adapté aux conditions précitées.

L’assolement proposé ci- après est du type triennal. Il est basé sur les principales spéculations pratiquées dans la zone.

Tableau II-2 : Occupation du sol et les cultures proposées

Cultures	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JN	JT	A
Blé dur			■	■	■	■	■	■	■	■		
Blé dur			■	■	■	■	■	■	■	■		
Orge			■	■	■	■	■	■	■	■		
Avoine			■	■	■	■	■	■	■	■		
Vesce avoine			■	■	■	■	■	■	■	■		
Luzerne	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Ray grass	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Bersim	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Sorgho							■	■	■	■	■	■
Mais fourrager							■	■	■	■	■	■
Pomme de terre (S)							■	■	■	■	■	■
Pomme de terre (A.S)	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Tomate								■	■	■	■	■
Aubergine								■	■	■	■	■
Concombre							■	■	■	■	■	■
Poivron								■	■	■	■	■
Piment								■	■	■	■	■
artichaut	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Courgette								■	■	■	■	■
Choux	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Oignon vert	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Oignon sec				■	■	■	■	■	■	■	■	■
Ail				■	■	■	■	■	■	■	■	■
Pastèque								■	■	■	■	■
Carotte, navet	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Fève	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Melon								■	■	■	■	■
Laitue	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Epinard		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

Tableau II-3 : Assolements proposés

	% de la surface assolée	% de la surface Totale		1 ^{re} Année	2 ^{eme} Année	3 ^{eme} Année	
Sole I	25	12.5	4	Carotte, navet – Tomate	1	3	2
			4.5	Choux, laitue – pomme de terre (S)			
			4	Oignon vert - concombre, aubergine, courgette			
Sole II	25	12.5	4	Oignon sec, ail	2	3	3
			4	Carotte, navet, laitue – piment, poivron			
			4.5	Pomme de terre(AS) - courgette, aubergine, concombre			
Sole III	50	50	30	Blé	3	1	3
			20	Orge			
En hors assolement	25	25	Olivier, abricotier, amandier, figuier et pistachier				

II.7. Etude foncière

Les terres formant le périmètre d'irrigation relèvent du domaine de l'état. La totalité des terres du périmètre à aménager sont des attributions effectuées dans le cadre de la réorganisation des terres agricoles appartenant à l'état. Il s'agit plus précisément d'une restitution des terres nationalisées par l'état à leurs anciens adjudicataires. Dernièrement, les attributaires qui voulaient bénéficier des eaux de la retenue se sont organisés en association agréée. La taille des exploitations varie entre 0.9 ha et 22.76 hectares.

II.8. Conclusion

Le présent chapitre a été consacré à l'étude pédologique dans laquelle nous avons présenté les principales caractéristiques du sol, les unités pédologiques recensées et les contraintes de mise en valeur définies.

Les sols présentent généralement une texture limono-argileuse, avec une perméabilité adéquate à l'irrigation.

Nous avons abouti ensuite à l'établissement d'un assolement rotation triennal basé principalement sur les céréales (50% de la surface du périmètre en céréales, 25% en cultures maraichères et 25% en arboriculture).

L'assolement proposé servira de base pour les calculs de besoins en eau du périmètre qui fera l'objet de la phase suivante.

CHAPITRE III :
Ressources en eau et
Hydrologie

Chapitre III : Ressources en eau et Hydrologie

III.1.Introduction

Avant d'entamer une étude en irrigation, il faut d'abord localiser et quantifier l'eau nécessaire aux différents besoins des cultures. Pour cela et à travers ce chapitre on va présenter les ressources en eau qui peuvent alimenter la zone d'El Barika et détailler l'étude hydrologie afin de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquences données.

III.2.Presentation du bassin versant

Le périmètre d'El Brika sera irrigué à partir de la retenue collinaire de l'oued El Hassi. Cet oued prend naissance dans les gorges situées immédiatement au Sud d'El Kouif. C'est un important cours d'eau à écoulement intermittent qui traverse le périmètre du Nord au Sud. Son écoulement dépend exclusivement des précipitations enregistrées notamment les averses orageuses. Le bassin versant présente une superficie de 13.0 km².

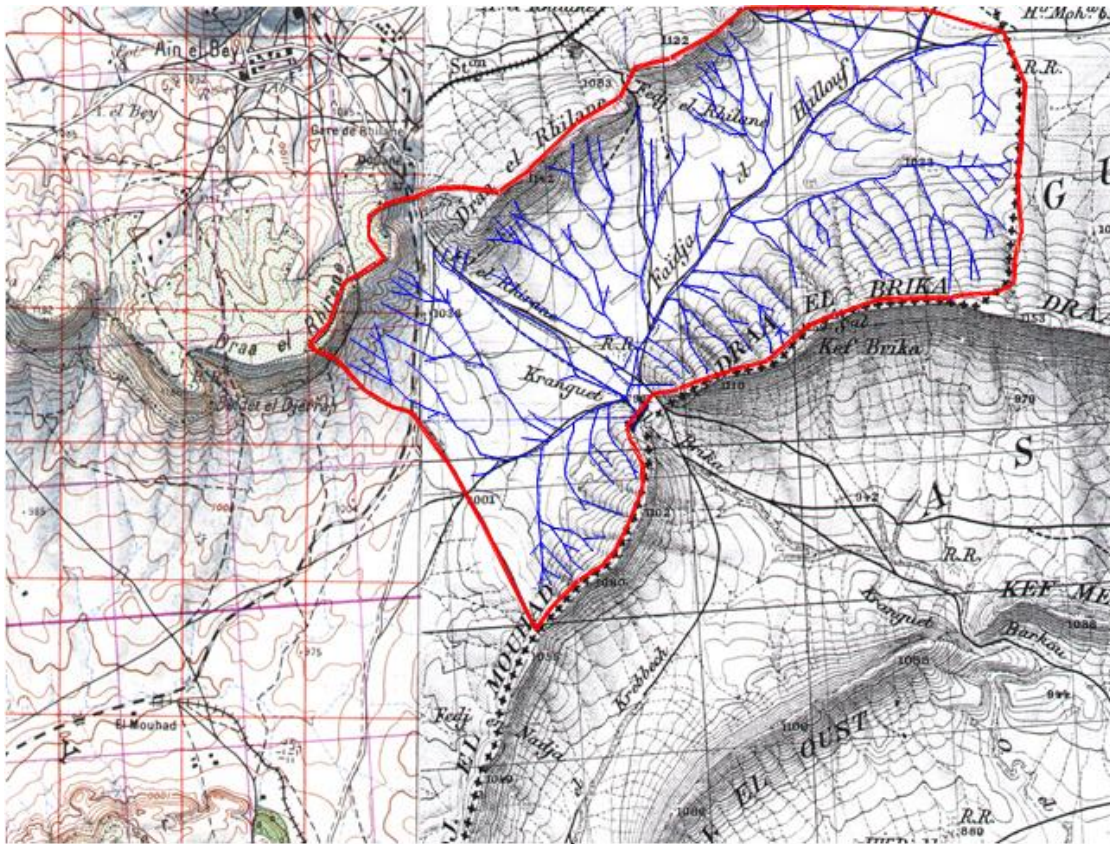


Figure III-1 : Délimitation Du Bassin Versant. (échelle : 1/1000) ; (source : ARNH)

Son écoulement est également intermittent et déverse dans la cuvette de la retenue collinaire. Les caractéristiques hydrologiques de la retenue sont résumées comme suit :

Tableau III-1 : Caractéristiques hydrologiques du Bassin Versant

N°	Désignation	Unité	Valeurs	
1	Coordonnées du site	X	km	1012.700
		Y	km	255.200
		Z	mNGA	958
2	Superficie du bassin versant	S	km ²	13
3	Altitudes caractéristiques	Hmax	m	1189
		Hmoy	m	1025
		Hmin	m	958
4	Pente brute	i	%	3,98
5	Longueur du talweg principal	Lp	km	5,8
6	Temps de concentration	Tc	heures	3,53
7	Apport moyen annuel	A	Hm3	0.54
8	Pluviométrie moyenne annuelle	P	mm	380
9	Crue de projet (T=100 ans)	Q	m ³ /s	45

III.3.Caractéristiques de la retenue

L'irrigation du périmètre est assurée à partir de la retenue collinaire située juste à l'aval des terres à irriguer. Les caractéristiques hydrologiques et hydrauliques de la cuvette de la retenue d'El Brika sont détaillées comme suit:

Tableau III-2 : Caracteristiques hydrauliques de la retenue El Brika

N	Désignation	Unite	Valeur
1	Capacité	Hm3	1.025
2	Volume utile	Hm3	0.96762
3	Volume mort	Hm3	0.05738
4	Volume régularisé	Hm3	0.577
5	Côte en crête	M	974.20
6	Côte des plus hautes eaux	M	973.10
7	Côte niveau normal des eaux	M	972.00
8	Côte niveau mort	M	966.00
9	Côte vidange de fond	M	964.20
10	Conduite de vidange Conduite en acier du diamètre	Mm	500
11	longueur du Conduite vidange	M	77,75

D'après le tableau III-2, on remarque que le volume régularisé est de 0.577 Hm3. Ce volume sera dédié pour le développement de l'irrigation dans la zone.

III.4. Analyse de la qualité de l'eau d'irrigation

L'analyse de la qualité de l'eau d'irrigation est un paramètre important. En effet, le respect des normes de qualité des eaux d'irrigation :

- permet de préserver la santé du consommateur ;
- préserver les ressources en eau souterraines, superficielles ;
- préserver l'environnement contre certains risques en particulier la salinisation des sols.

Les analyses chimiques de l'eau de la retenue d'El Brika recueillies au niveau de la DHW, sont résumées comme suit :

Tableau III-3 : Qualité chimique de l'eau d'irrigation

	Cations		Anions		
	mg/l	még/l		mg/l	még/l
Calcium	275.53	13.75	Bicarbonates	79.3	1.30
Magnésium	37.81	3.11	Sulfates	584	12.16
Sodium	69.29	3.01	Chlorures	85	2.40
Potassium	0.69	0.01	Nitrates	3	0.05
Total	383.32	19.88	Total	751.3	15.91

II.4.1. 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 défoulant. Pour apprécier le risque alcalin, on compare donc la concentration en ions Na^+ et celle en ions Ca^{++} et Mg^{++} , il est défini comme suit :

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

$$A.N : S.A.R = 1.04$$

Tableau III-4: Classification des eaux en fonction du S.A.R

Classe	S.A.R.	Danger d'alcalinisation
S1	$\text{SAR} \leq 10$	Risque faible
S2	$10 < \text{SAR} \leq 18$	Risque moyen
S3	$18 < \text{SAR} \leq 26$	Risque élevé
S4	$\text{SAR} > 26$	Risque très élevé

D'après les valeurs du tableau III-4, on voit que les eaux de la retenue d'El Brika ne présentent pas de risque alcalin pour le sol.

III.4.2. La conductivité électrique :

La conductivité électrique est une propriété associée à la mobilité des ions, elle est mesurée à 25°C et exprimée en mmhos/cm, elle permet de quantifier le degré de salinité de l'eau. On distingue quatre classes de danger de salinité de l'eau en fonction de la conductivité électrique, selon la classification américaine de l'eau d'irrigation:

Tableau III-5 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique

Classe	Conductivité électrique CE (mmhos/cm) à 25°C	Qualité des eaux
C ₁	$CE \leq 0,25$	Eau de risque faible
C ₂	$0,25 < CE \leq 0,75$	Eau de risque moyen
C ₃	$0,75 < CE \leq 2,25$	Eau de risque élevée
C ₄	$CE > 2,25$	Eau de risque très élevée

La qualité de l'eau d'irrigation est associée aux classes suivantes:

- C₁ : convient pour toutes les cultures
- C₂ : convient pour les plantes moyennement tolérantes.
- C₃ : ne convient qu'à des sols bien drainés et des plantes tolérantes
- C₄ : eau difficilement utilisable sur sol bien drainé

L'eau du retenue ELBRIKA prévue pour l'irrigation du périmètre étudié a une conductivité électrique moyenne $CE = 1.69$ mmhos/cm. A partir le **Tableau III-5** la qualité des eaux risque élevée.

Après les calculs du (S.A.R et CE) on peut considérer que l'eau est de qualité acceptable pour l'irrigation et ne présente pas de risques majeurs pour les cultures et les sols. L'eau est classée (C3-S1)

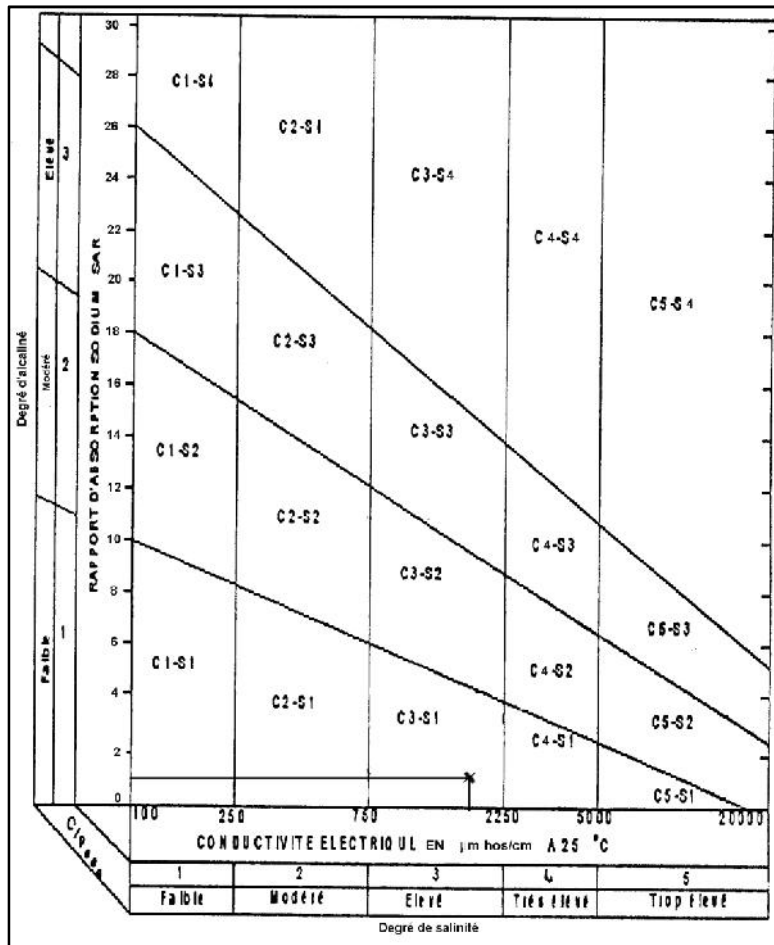


Figure III-2. Diagramme de classification des eaux d'irrigation

III.5. Etude hydrologique

L'étude hydrologique a pour but de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquences données. Cette analyse conditionne l'étude de notre projet, et portera sur : l'homogénéisation des séries pluviométriques, l'étude fréquentielle des séries pluviométriques par des lois statistiques, et enfin la détermination de l'année de calcul nécessaire au dimensionnement de notre réseau d'irrigation.

III.5.1. Etude des pluies annuelles

Pour l'étude des pluies, nous avons exploré un échantillon de données pluviométriques de la station de Tébesa, exploitée par l'ANRH, cette station a pour code **12.03.01**. Les données d'observation ont été collectées sur une période de trente (30) ans.

Les pluies sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III-6: Précipitation mensuelle de la station Tébessa

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	ANNUEL
Années	Précipitation												
1980-1981	64.5	1.2	33.9	37.9	11.1	20.1	19.9	14.5	32.4	55.8	7.4	0.5	299.2
1981-1982	26.5	21	1.6	7.3	7.1	41.2	44.8	53.9	89.9	1	0	1.2	295.5
1982-1983	8	16.4	38.5	21.9	1.1	3.2	12.3	1.2	33.4	34.1	1.1	21.1	192.3
1983-1984	4	17.9	20.1	10.2	24.1	59.8	38.2	8.5	3.6	4	0	7.7	198.1
1984-1985	12.3	21.7	20.7	39.6	20.5	23.5	47.8	13.5	57.9	26.1	0	6.8	290.4
1985-1986	63.1	15.1	9.4	4.4	26.5	11.1	55.8	2.1	18.7	10.1	63	3.1	282.4
1986-1987	25.8	39.4	36.8	19.7	10.5	27.6	52.4	11.7	23.5	1.3	30.5	2.7	281.9
1987-1988	5.9	14	31.9	10.8	20.1	18.2	26.1	19.8	46.3	69	0	1.7	263.8
1988-1989	14.9	17	29.1	25.1	22	17.3	21.8	14.8	4.1	89	10	68.2	333.3
1989-1990	23.6	11.5	16.8	7.5	117.2	37.6	31.5	47.2	76.4	8.5	22.1	66.9	466.8
1990-1991	17.4	11.3	81.4	55.8	20.6	42.9	75.2	27.7	72.1	14	0	60.9	479.3
1991-1992	79	22.8	37.9	20.8	31.4	34.4	27.8	20.1	51.5	24.4	8.1	4	362.2
1992-1993	29.6	23.7	45.9	19.9	2	29.1	23.8	4.1	18.1	17.4	10.4	6.5	230.5
1993-1994	19.8	3.8	16.6	17.1	24	12.8	22.4	18.2	39.8	4	6.5	0	185.0
1994-1995	2.8	94.6	17.5	2.9	23.4	17.6	36.8	13.7	22.3	30.6	0	19.3	281.5
1995-1996	171.8	33.5	49.3	22.7	30.8	89.5	67.4	52.7	25.2	32.4	19.6	29.1	624.0
1996-1997	8.8	4.6	12.5	12.2	25.4	9.8	36.6	51.3	24.4	1	5.5	10.7	202.8
1997-1998	51.2	62.7	39.7	23.6	18.4	17.9	34.8	20.2	12.9	38.1	0	15.6	335.1
1998-1999	36.5	32.2	44.6	15.4	71.8	9.5	54.1	7.7	19.1	12.7	18.8	32.8	355.2
1999-2000	20.9	56	74.4	26.1	6.7	4.2	12	14.5	70.9	78.1	17.5	16.2	397.5
2000-2001	51.8	15	19.8	11.2	17.2	16.6	14.1	2.8	24.3	1.9	7.6	11.8	194.1
2001-2002	50.5	18.5	24.4	8.8	14.8	11.3	23.9	24.2	26.8	24.9	61.5	93	382.6
2002-2003	37.1	43.6	79.1	31.6	127	41.1	44.9	39.9	31.7	7.4	5.9	26.2	515.5
2003-2004	40.2	34.7	30.1	148.6	10.6	36.2	88.6	20.7	45.5	84.6	12.2	32.5	584.5
2004-2005	23.1	21.7	112.7	59.9	20.9	36.9	35.5	16.5	4.1	40.8	1.3	46.5	419.9
2005-2006	35	118.3	49.7	37.4	32.4	15.8	31.9	42.5	38.6	20.6	7.1	39.1	468.4
2006-2007	16.9	15.5	25.7	27.4	7	10.8	59.4	82	49.4	47.4	15.1	23.9	380.5
2007-2008	42	13.6	23.6	20.8	9.9	17.8	46.7	22.9	64	12.9	6.9	8.4	289.5
2008-2009	76.3	25.7	34	45	56.2	35.4	65.1	144.1	66.1	5.6	19.7	18.6	591.8
2009-2010	113.8	4.5	7	9.6	16	19.4	33.7	52.1	32.1	24.3	17.3	1.5	331.3
Moyenne	39.1	27.7	35.5	26.7	27.6	25.6	39.5	28.8	37.5	27.4	12.5	22.6	350.5

Source : ANRH

III.5.2 Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique

Le test d'homogénéité consiste à vérifier que K ($K \geq 2$) échantillons (groupes) proviennent de la même population ou que la distribution de la variable d'intérêt est la même dans les K échantillons (Dagnélie, 2007).

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon qui repose sur le procédé ci-dessous :

- ✓ On divise la série complète en deux sous séries : x et y tel que : N_1 et N_2
- ✓ Représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement $N_2 > N_1$
- ✓ On constitue par la suite, la série x unions y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre décroissant. à ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang, tout en précisant à quels sous série elle appartient.

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

Avec : $W_{min} < W_y < W_{max}$

W_y : Somme des rangs des sous séries

$$W_{min} = \left[\left(\frac{(N_1 + N_2 + 1) * N_1 - 1}{2} \right) - 1.96 \left(\frac{N_1 * N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{0.5} \right]$$

$$W_{max} = [(N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min}]$$

$N_1=14$ et $N_2=16$

Le tableau suivant détaille le procédé de test d'homogénéité des pluies de notre station :

Tableau III-7: Test d'homogénéité de Wilcoxon

Rang	Série D'origine P(mm)	SériesY (mm)	série X (mm)	Décroissant (mm)	Y union X
1	299.2	202.8	299.2	624.0	X
2	295.5	335.1	295.5	591.8	Y
3	192.3	355.2	192.3	584.5	Y
4	198.1	397.5	198.1	515.5	Y
5	290.4	194.1	290.4	479.3	X
6	282.4	382.6	282.4	468.4	Y
7	281.9	515.5	281.9	466.8	X
8	263.8	584.5	263.8	419.9	Y
9	333.3	419.9	333.3	397.5	Y
10	466.8	468.4	466.8	382.6	Y
11	479.3	380.5	479.3	380.5	Y
12	362.2	289.5	362.2	362.2	X
13	230.5	591.8	230.5	355.2	Y
14	185.0	331.3	185.0	335.1	Y
15	281.5		281.5	333.3	X
16	624.0		624.0	331.3	Y
17	202.8			299.2	X
18	335.1			295.5	X
19	355.2			290.4	X
20	397.5			289.5	Y
21	194.1			282.4	X
22	382.6			281.9	X
23	515.5			281.5	X
24	584.5			263.8	X
25	419.9			230.5	X
26	468.4			202.8	Y
27	380.5			198.1	X
28	289.5			194.1	Y
29	591.8			192.3	X
30	331.3			185.00	X

Nous avons : $169.35 < 170 < 264.65$ donc $W_{min} < W_y < W_{max}$

La condition de Wilcoxon est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelles de la station de Tébessa est homogène

III.5.3. Ajustement de la série pluviométrique

La pluviométrie est souvent ajustable à des lois statistiques très nombreuses, on utilise pour notre projet celle qui garantit le meilleur ajustement possible. Les lois d'ajustement les plus communément employées sont les suivantes :

- Loi de Gauss ou loi Normale ;
- Loi de Galton ou loi log –Normale.

III.5.3.1. Ajustement à la loi normale

La fonction de répartition est :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec : $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$ dépends de deux paramètres qui sont la moyenne \bar{x} et l'écart type σ

Pour notre projet, il sera utile de connaître les variations annuelles des précipitations pour une période de retour de 5 ans.

Les résultats de l'Ajustement de la série des pluies moyenne annuelles de la station Tébessa obtenu par le logiciel HYFRAN sont résumés comme suit :

Tableaux III-8 : Ajustement à la loi normale

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000.0	0.9990	731	54.8	624 – 839
200.0	0.9950	668	47.3	575 – 761
100.0	0.9900	637	43.8	551 – 723
50.0	0.9800	604	40.1	525 – 682
20.0	0.9500	553	34.8	485 – 621
10.0	0.9000	508	30.6	448 – 568
5.0	0.8000	454	26.3	403 – 506
3.0	0.6667	403	23.5	357 – 450
2.0	0.5000	331	22.5	306 – 395
1.4286	0.3000	286	24.0	239 – 333
1.2500	0.2000	247	26.3	195 – 298

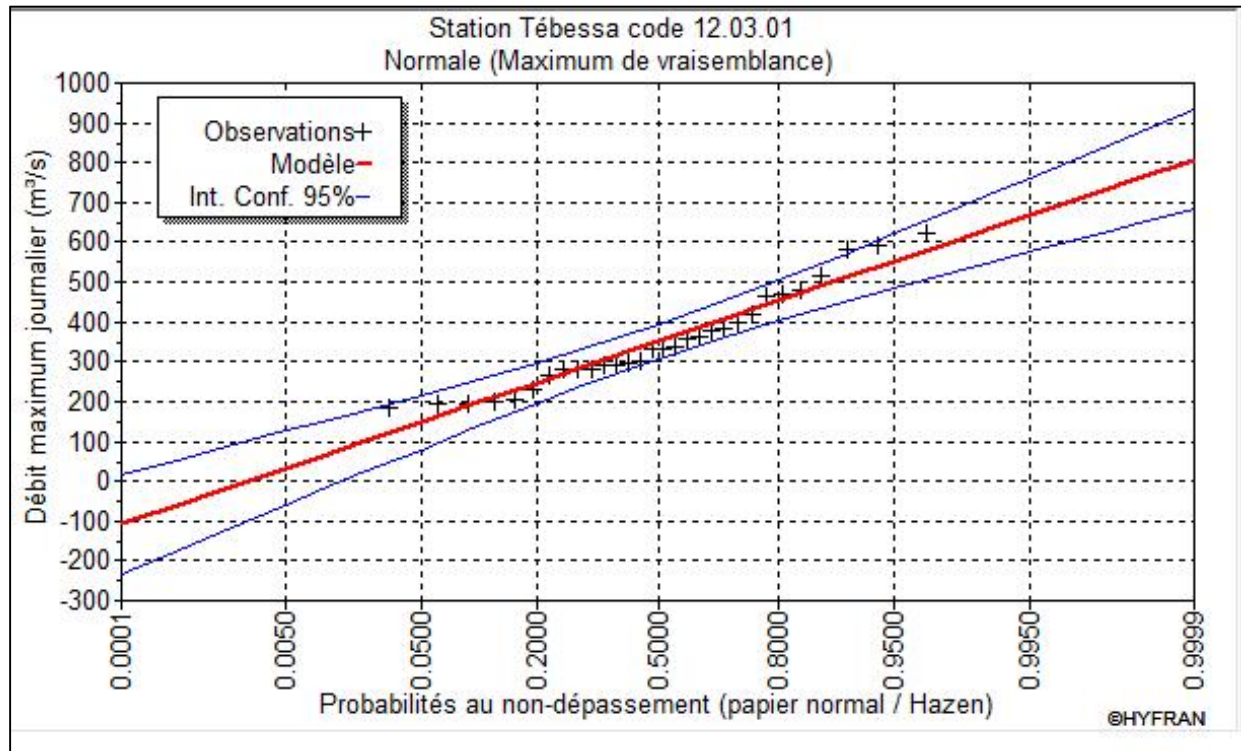


Figure III-3. Ajustement des pluies annuelles à la loi normale

➤ **Test de validité de l’ajustement à la loi Normale**

Le test d’adéquation (ou d’ajustement) consiste à vérifier la compatibilité des données avec une distribution choisie a priori. Il convient par conséquent de comparer l’adéquation de ces lois afin d’adopter le meilleur ajustement. L’un des tests le plus employé, est le test du Khi carré (χ^2).

Soit un échantillon de N valeurs, classées par ordre croissant ou décroissant à étudier, et pour 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 :

$$v_i = N \int_{x_{i+1}}^x f(X)dX = N[F(X_i) - F(X_{i+1})] \dots \dots \dots (III.2)$$

$f(X)$: 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 :

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

$$\lambda = K - 1 - P$$

Avec :

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

On cherche dans la table de Pearson la probabilité de dépassement correspondante au nombre de degré de liberté, définie ci-dessus par λ . Les résultats du test de χ^2 a été fait par le logiciel Hyfran :

Test adéquat

Resultats Statistique 3.60

Probabilité $P(\chi^2) = 0.4628$

Degré de liberté : 4

Nombre de classe 7

Interprétations :

Le test de khi carré donne un meilleur ajustement des pluies avec la loi normale.

III.6. Détermination de l'année de calcul

Puisque la loi log-normale est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne mensuelle représentative de la région. On déduit les résultats suivants :

$$P_{\text{théorique } 80\%} = 247 \text{ mm.}$$

$$P_{\text{théorique } 50\%} = 331 \text{ mm.}$$

L'estimation de l'année sèche de fréquence sec 80%; on utilise la formule suivante :

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

Avec : i : mois

Les pluies mensuelles servant au calcul et au dimensionnement du réseau de notre périmètre sont présentées comme suit :

Tableau III.9 : Précipitation moyenne mensuelle de l'année de calcul.

mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
$P_{i,moy}$ (mm)	39.1	27.7	35.5	26.7	27.6	25.6	39.5	28.8	37.5	27.4	12.5	22.6
P_{sec8} 0% (mm)	29.2	20.7	26.5	19.9	20.6	19.1	29.5	21.5	28.0	20.4	9.3	16.9

III.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé la problématique des ressources en eau de la zone d'étude. Etant donné les caractéristiques climatologiques arides de la région, les calculs hydrologiques ont montré la nécessité d'approvisionnement en eau du périmètre à partir de la retenue, et cela vu la faible et la mauvaise répartition des pluies de la zone du projet.

CHAPITRE IV :

Calcul des besoins en eau des cultures

Chapitre IV : Calcul des besoins en eau des cultures

IV.1.Introduction

L'estimation des besoins en eau des cultures est une étape essentielle dans l'établissement d'un projet d'irrigation. Ces besoins doivent être minutieusement calculés pour éviter tout surdimensionnement ou sous-dimensionnement des réseaux d'irrigation.

IV.2.Occupation du sol du périmètre

L'aire d'étude est occupée par des cultures céréalières (blé dur et orge). Les agriculteurs pratiquent à ce jour la culture céréalière pluviale avec un assolement biennal céréale/jachère. Les céréales sont conduites d'une manière extensives. Les rendements demeurent faibles car ils sont tributaires des quantités et de la répartition des précipitations enregistrées. Le maraichage et l'arboriculture sont quasiment inexistantes sauf ceux qui ont bénéficiés de plantations d'oliviers. Ceci est dû essentiellement au manque d'eau et aux capacités limitées d'investissement.

IV.3 Besoins en eau des cultures

Les besoins en eau des cultures sont définis comme étant la quantité d'eau totale utilisée par cette culture (par une plante au cours de son cycle végétatif). Cette quantité comprend aussi les apports naturels (pluie, réserve du sol).

IV.3.1 L'évapotranspiration (E T)

On désigne par évapotranspiration la somme de deux volumes d'eau qui sont :

- utilisés par les plantes (eau de constitution, eau de végétation). Le phénomène biologique par lequel les plantes absorbent une quantité d'eau du sol qui est restituée partiellement sous forme de vapeur par la surface des feuilles, s'appelle transpiration (Ollier et Poirée).
- évaporés par la surface du sol, par la transformation de l'état de l'eau en vapeur (phénomène d'évaporation).

IV.3.2 L'évapotranspiration potentielle (ETP)

Qui correspond à double hypothèse du maintien du taux d'humidité du sol à une valeur très voisine de sa capacité de rétention et d'un développement végétatif optimum.

ETP est l'évaporation maximale que nous pouvons avoir avec des conditions optimales en admettant que le sol reste constamment humide.

IV.3.2.1 Calcul de l'évapotranspiration potentielle (E T P)

Le calcul de l'évapotranspiration potentielle se fait soit à partir de stations (méthodes directes), soit à partir des données climatiques disponibles, à partir des méthodes empiriques.

a. Formule de Turc 1960 : basée sur la température et le rayonnement

Pour le calcul de ETP mensuelles nous pouvons utiliser la formule de Turc donnée par :

$$ETP = 0,40 \times (I_g + 50) \times \frac{t}{(t + 15)} K \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

ETP : Evapotranspiration mensuelle (mm).

T : Température moyenne mensuelle (°C).

I_g : Radiation globale mensuelle (cal/cm²/jour)

b. Formule de Blaney- Criddle 1959:

Elle utilise des paramètres facilement accessibles et introduit des coefficients culturaux susceptibles d'ajustement aux données locales éventuelles. Le facteur f (en mm) de cette formule s'exprime comme suit :

$$f = (0,46 \times T + 8,13) \times P \dots\dots\dots (IV.2)$$

T : (°C) est la température moyenne

P : le pourcentage de la durée d'éclairement pendant la période considérée.

c.

d. Formule de Thornthwaite 1948 :

C'est une formule qui utilise un seul paramètre qui est la température :

$$ETP = 16 \left(\frac{10 \times t^a}{I} \right) \times K \dots\dots\dots (IV.3)$$

t : est la température moyenne mensuelle (°C),

a : est fonction de l'indice thermique mensuel

K : coefficient d'ajustement mensuel.

e. Formule de Penman 1948

La méthode utilisée pour calculer les valeurs de l'évapotranspiration de référence **ET₀** est celle qui est exposée dans les bulletins **FAO** série « d'irrigation et drainage N° 24 des besoins en eau des cultures ».

$$ET_0 = C [W \times R_n + (1 - W) \times f(u) \times (ea - ed)] \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

ET₀ : représente l'évapotranspiration de référence, exprimée en mm/jour.

W : facteur de pondération rendant compte de l'effet de rayonnement à différente température et altitude.

Rn : rayonnement net évaporation équivalente exprimé en mm/j.

F (u) : fonction liée au vent

Ea : tension de vapeur saturante à la température moyenne de l'air, en millibars

Ed : tension de vapeur réelle moyenne de l'air, exprimée en millibars

(ea-ed) : constitue le facteur de correction, afin de compenser les conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

IV.3. Calcul de l'évapotranspiration de référence

La détermination de l'évapotranspiration de référence été faite en se basant sur la formule de Penman ; avec le logiciel CROPWAT. Pour le calcul, nous avons introduit les données mensuelles de la station météorologique de Tebessa:

- 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 km/jour.

Le tableau suivant représente l'évapotranspiration de référence ET₀, calculée à l'aide du logiciel CROPWAT.

Tableau IV.1: Evapotranspiration en mm/jour

Mois	Temp Moy °C	Humidité %	Vent km/jour	Insolation heures	Ray. MJ/m ² /jour	ET ₀ mm/mois
Janvier	6.4	72	242	1.2	5.6	38.47
Février	7.8	67	285	1	6.8	46.79
Mars	10.5	63	294	7.4	16.6	84.36
Avril	12.8	60	320	11.1	24.3	116.5
Mai	18.1	53	294	12.2	27.6	166.13
Juin	23	46	268	13.5	29.9	202.78
Juillet	26.4	40	259	12.3	27.9	228.95
Août	24.9	44	216	13	27.5	202.66
Septembre	21.4	56	225	9.2	19.8	137.54
Octobre	16.6	60	199	5.3	12.1	88.88
Novembre	11.1	68	251	1	5.7	53.79
Décembre	7.9	72	268	1.5	5.5	42.31
Moyenne	15.6	58	260	7.4	17.4	117.43

IV.3-1.Calcul de la pluie efficace

Elle est définie comme étant la fraction des précipitations contribuant effectivement à la satisfaction des besoins de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface, par percolation en profondeur. C’est la pluie effectivement retenue dans la zone racinaire.

Pour l’estimation de la pluie efficace, nous avons pris en considération la méthode basée sur une fraction de la pluie totale (pourcentage), elle est détaillée comme suit :

$$P_{eff} = 0,8 \times P_{moy} \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec :

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

P_{moy} : pluie moyennes en (mm/mois).

Les calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2: Pluies efficaces calculées

Mois	Psec80% mm/mois	Pluie eff mm
Janvier	20.60	16.48
Février	19.10	15.28
Mars	29.50	23.60
Avril	21.50	17.20
Mai	28.00	22.40
Juin	20.40	16.32
Juillet	9.30	7.44
Août	16.90	13.52
Septembre	29.20	23.36
Octobre	20.70	16.56
Novembre	26.50	21.20
Décembre	19.90	15.92
Total (mm)	261.60	209.28

IV.3.2.Evaporation maximale de culture (ETM)

Elle exprime les besoins en eau des cultures suivant leur stade végétatif, elle est donnée par la formule suivante :

$$ETM = Kc \times ET_0 \dots\dots\dots (IV.6)$$

Kc : coefficient cultural

ET_0 : évapotranspiration de référence.

IV.4. Définition des besoins en eau d’irrigation nette d’une culture

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

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

IV.4.1. Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures

$$B = ETM - (P_{\text{eff}} + RFU) \dots\dots\dots (IV.7)$$

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

E.T.M : évapotranspiration (mm/mois).

RFU : c'est la réserve facilement utilisable par les cultures, dans cette approche elle exprime l'humidité du sol du mois précédent accessible aux cultures. Le calcul de la RFU se fait comme suit :

$$RFU = Y (H_{cc} - H_{pf}) \cdot Da \cdot Z \dots\dots\dots (IV.8)$$

Y : degré de tarissement.

Da : densité apparente.

Z : profondeur d'enracinement mm.

Hcc : humidité à la capacité au champ, dans notre cas. On prend (24)

Hpf : humidité au point de flétrissement, dans notre cas. On prend (14)

Peff : pluie efficace.

Les différents calculs effectués, pour le cas de notre région, région semi-aride (Wilaya de Tébessa) montre que pour l'ensemble des mois, la RFU du mois précédent, est quasiment nulle, c'est-à-dire que la contribution du sol pour les besoins d'irrigation est généralement nulle.

➔ $(RFU_{i-1} = 0)$.

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

IV.4-2. Calcul de besoins nets

a. Choix des cultures : Pour le choix des cultures, et vu les aptitudes culturales des sols et les spéculations agricoles de la région d'El Kouif, nous avons opté pour les cultures céréalières et maraichères, avec un degré moindre pour l'arboriculture (l'olivier). L'évaluation des besoins en eau du périmètre est basée sur la détermination des besoins de chaque culture retenue dans le calendrier agronomique, sont calculés pour un assolement maraichère/ céréales.

Les différents besoins des cultures sont calculés comme suit :

Tableau IV.3: Besoins en eau d'irrigation de blé

Mois	P eff (mm)	ETP (mm)	RFU_théo (mm)	RFU (mm)	Kc	ETM (mm)	Bnet (mm)
Janvier	16.48	38.47	56.28	0.00	0.50	19.24	2.76
Février	15.28	46.79	56.28	0.00	0.70	32.75	17.47
Mars	23.60	84.36	56.28	0.00	0.85	71.71	48.11
Avril	17.20	116.5	56.28	0.00	1.05	122.33	105.13
Mai	22.40	166.13	56.28	0.00	1.00	166.13	143.73
Juin	16.32	202.78	56.28	0.00	0.50	101.39	85.07
Juillet	7.44	228.95	0.00	0.00			
Août	13.52	202.66	0.00	0.00			
Septembre	23.36	137.54	0.00	0.00			
Octobre	16.56	88.88	0.00	0.00			
Novembre	21.20	53.79	56.28	0.00			
Décembre	15.92	42.31	56.28	0.00	0.45	19.04	3.12

Tableau IV.4: Besoins en eau d'irrigation de tomate

Mois	P eff (mm)	ETP (mm)	RFU_theo (mm)	RFU (mm)	Kc	ETM (mm)	Bnet (mm)
Janvier	16.48	38.47	0.00	0.00			
Février	15.28	46.79	0.00	0.00			
Mars	23.60	84.36	79.20	0.00	0.60	50.62	27.02
Avril	17.20	116.5	79.20	0.00	0.90	104.85	87.65
Mai	22.40	166.13	79.20	0.00	1.00	166.13	143.73
Juin	16.32	202.78	79.20	0.00	0.80	162.22	145.90
Juillet	7.44	228.95	0.00	0.00			
Août	13.52	202.66	0.00	0.00			
Septembre	23.36	137.54	0.00	0.00			
Octobre	16.56	88.88	0.00	0.00			
Novembre	21.20	53.79	0.00	0.00			
Décembre	15.92	42.31	0.00	0.00			

Tableau IV.5: Besoins en eau d'irrigation de poivron

Mois	P eff (mm)	ETP (mm)	RFU_theo (mm)	RFU (mm)	Kc	ETM (mm)	Bnet (mm)
Janvier	16.48	38.47	0.00	0.00			
Février	15.28	46.79	72.00	0.00	0.40	18.72	3.44
Mars	23.60	84.36	72.00	0.00	0.70	59.05	35.45
Avril	17.20	116.5	72.00	0.00	0.85	99.03	81.83
Mai	22.40	166.13	72.00	0.00	1.00	166.13	143.73
Juin	16.32	202.78	72.00	0.00	0.60	121.67	105.35
Juillet	7.44	228.95	0.00	0.00			
Août	13.52	202.66	0.00	0.00			
Septembre	23.36	137.54	0.00	0.00			
Octobre	16.56	88.88	0.00	0.00			
Novembre	21.20	53.79	0.00	0.00			
Décembre	15.92	42.31	0.00	0.00			

Tableau IV.6: Besoins en eau d'irrigation de concombre

Mois	P eff (mm)	ETP (mm)	RFU_theo (mm)	RFU (mm)	Kc	ETM (mm)	Bnet (mm)
Janvier	16.48	38.47	0.00	0.00			
Février	15.28	46.79	79.20	0.00	0.65	30.41	15.13
Mars	23.60	84.36	79.20	0.00	0.70	59.05	35.45
Avril	17.20	116.5	79.20	0.00	0.95	110.68	93.48
Mai	22.40	166.13	79.20	0.00	0.80	132.90	110.50
Juin	16.32	202.78	79.20	0.00	0.65	131.81	115.49
Juillet	7.44	228.95	00.00	0.00			
Août	13.52	202.66	0.00	0.00			
Septembre	23.36	137.54	0.00	0.00			
Octobre	16.56	88.88	0.00	0.00			
Novembre	21.20	53.79	0.00	0.00			
Décembre	15.92	42.31	0.00	0.00			

Tableau IV.7: Besoins en eau d'irrigation de l'ail

Mois	P eff (mm)	ETP (mm)	RFU_theo (mm)	RFU (mm)	Kc	ETM (mm)	Bnet (mm)
Janvier	16.48	38.47	79.20	0.00	0.65	25.01	8.53
Février	15.28	46.79	79.20	0.00	0.90	42.11	26.83
Mars	23.60	84.36	79.20	0.00	0.90	75.92	52.32
Avril	17.20	116.5	79.20	0.00	0.85	99.03	81.83
Mai	22.40	166.13	79.20	0.00	0.85	141.21	118.81
Juin	16.32	202.78	79.20	0.00	0.60	121.67	105.35
Juillet	7.44	228.95	0.00	0.00			
Août	13.52	202.66	0.00	0.00			
Septembre	23.36	137.54	0.00	0.00			
Octobre	16.56	88.88	0.00	0.00			
Novembre	21.20	53.79	0.00	0.00			
Décembre	15.92	42.31	79.20	0.00	0.70	29.62	13.70

Tableau IV.8: Besoins en eau d'irrigation de pomme de terre saison

Mois	P eff (mm)	ETP (mm)	RFU (mm)	RFU	Kc	ETM (mm)	Bnet (mm)
Janvier	16.48	38.47	0.00	0.00			
Février	15.28	46.79	0.00	0.00			
Mars	23.60	84.36	47.5	0.00	0.50	42.18	18.58
Avril	17.20	116.5	47.5	0.00	0.70	81.55	64.35
Mai	22.40	166.13	47.5	0.00	0.95	157.82	135.42
Juin	16.32	202.78	47.5	0.00	0.75	152.09	135.77
Juillet	7.44	228.95	47.5	0.00	0.55	125.92	118.48
Août	13.52	202.66	0.00	0.00			
Septembre	23.36	137.54	0.00	0.00			
Octobre	16.56	88.88	0.00	0.00			
Novembre	21.20	53.79	0.00	0.00			
Décembre	15.92	42.31	0.00	0.00			

Tableau IV.9: Besoins en eau d'irrigation de la pomme de la terre arrière-saison

Mois	P eff	ETP	RFU	RFU	KC	ETM	B
Janvier	16.48	38.47	0.00	0.00			
Février	15.28	46.79	0.00	0.00			
Mars	23.60	84.36	0.00	0.00			
Avril	17.20	116.5	0.00	0.00			
Mai	22.40	166.13	0.00	0.00			
Juin	16.32	202.78	0.00	0.00			
Juillet	7.44	228.95	0.00	0.00			
Août	13.52	202.66	39.6	0.00	0.60	121.60	108.08
Septembre	23.36	137.54	39.6	0.00	0.80	110.03	86.67
Octobre	16.56	88.88	39.6	0.00	0.95	84.44	67.88
Novembre	21.20	53.79	39.6	0.00	0.70	37.65	16.45
Décembre	15.92	42.31	39.6	0.00	0.60	25.39	9.47

Tableau IV.10: Besoins en eau d'irrigation de laitue

Mois	P eff (mm)	ETP (mm)	RFU_theo (mm)	RFU (mm)	Kc	ETM (mm)	Bnet (mm)
Janvier	16.48	38.47	0.00	0.00			
Février	15.28	46.79	0.00	0.00			
Mars	23.60	84.36	0.00	0.00			
Avril	17.20	116.5	0.00	0.00			
Mai	22.40	166.13	0.00	0.00			
Juin	16.32	202.78	0.00	0.00			
Juillet	7.44	228.95	0.00	0.00			
Août	13.52	202.66	118.2	0.00	0.70	141.86	128.34
Septembre	23.36	137.54	118.2	0.00	0.85	116.91	93.55
Octobre	16.56	88.88	118.2	0.00	0.90	79.99	63.43
Novembre	21.20	53.79	0.00	0.00			
Décembre	15.92	42.31	0.00	0.00			

Tableau IV.11: Besoins en eau d'irrigation de carotte

Mois	P eff (mm)	ETP (mm)	RFU_theo (mm)	RFU (mm)	Kc	ETM (mm)	Bnet (mm)
Janvier	16.48	38.47	0.00	0.00			
Février	15.28	46.79	0.00	0.00			
Mars	23.60	84.36	0.00	0.00			
Avril	17.20	116.5	0.00	0.00			
Mai	22.40	166.13	0.00	0.00			
Juin	16.32	202.78	0.00	0.00			
Juillet	7.44	228.95	0.00	0.00			
Août	13.52	202.66	79.20	0.00	0.75	152.00	138.48
Septembre	23.36	137.54	79.20	0.00	0.85	116.91	93.55
Octobre	16.56	88.88	79.20	0.00	0.95	84.44	67.88
Novembre	21.20	53.79	0.00	0.00			
Décembre	15.92	42.31	0.00	0.00			

Tableau IV.12: Besoins en eau d'irrigation de l'oignon

Mois	P eff (mm)	ETP (mm)	RFU_theo (mm)	RFU (mm)	Kc	ETM (mm)	Bnet (mm)
Janvier	16.48	38.47	0.00	0.00			
Février	15.28	46.79	0.00	0.00			
Mars	23.60	84.36	0.00	0.00			
Avril	17.20	116.5	0.00	0.00			
Mai	22.40	166.13	0.00	0.00			
Juin	16.32	202.78	0.00	0.00			
Juillet	7.44	228.95	0.00	0.00			
Août	13.52	202.66	79.20	0.00	0.75	152.00	138.48
Septembre	23.36	137.54	79.20	0.00	0.90	123.79	100.43
Octobre	16.56	88.88	79.20	0.00	0.85	75.55	58.99
Novembre	21.20	53.79	0.00	0.00			
Décembre	15.92	42.31	0.00	0.00			

Tableau IV.13: Besoins en eau d'irrigation de chou

Mois	P eff (mm)	ETP (mm)	RFU_theo (mm)	RFU (mm)	Kc	ETM (mm)	Bnet (mm)
Janvier	16.48	38.47	0.00	0.00			
Février	15.28	46.79	0.00	0.00			
Mars	23.60	84.36	0.00	0.00			
Avril	17.20	116.5	0.00	0.00			
Mai	22.40	166.13	0.00	0.00			
Juin	16.32	202.78	0.00	0.00			
Juillet	7.44	228.95	0.00	0.00			
Août	13.52	202.66	118.2	0.00	0.70	141.86	128.34
Septembre	23.36	137.54	118.2	0.00	0.75	103.16	79.80
Octobre	16.56	88.88	118.2	0.00	0.95	84.44	67.88
Novembre	21.20	53.79	118.2	0.00	0.95	51.10	29.90
Décembre	15.92	42.31	0.00	0.00	0.75	31.73	15.81

Tableau IV.14: Besoins en eau d'irrigation de l'olivier

Mois	P eff (mm)	ETP (mm)	RFU_theo (mm)	RFU (mm)	Kc	ETM (mm)	Bnet (mm)
Janvier	16.48	38.47	0.00	0.00			
Février	15.28	46.79	0.00	0.00			
Mars	23.60	84.36	80.00	0.00	0.50	42.18	18.58
Avril	17.20	116.5	80.00	0.00	0.50	58.25	41.05
Mai	22.40	166.13	80.00	0.00	0.50	83.07	60.67
Juin	16.32	202.78	80.00	0.00	0.60	121.67	105.35
Juillet	7.44	228.95	80.00	0.00	0.70	160.27	152.83
Août	13.52	202.66	80.00	0.00	0.85	172.26	158.74
Septembre	23.36	137.54	80.00	0.00	0.90	123.79	100.43
Octobre	16.56	88.88	80.00	0.00	0.90	79.99	63.43
Novembre	21.20	53.79	80.00	0.00	0.80	43.03	21.83
Décembre	15.92	42.31	0.00	0.00			

Tableau IV.15: Besoins en eau d'irrigation du figuier

Mois	P eff (mm)	ETP (mm)	RFU_theo (mm)	RFU (mm)	Kc	ETM (mm)	Bnet (mm)
Janvier	16.48	38.47	0.00	0.00			
Février	15.28	46.79	0.00	0.00			
Mars	23.60	84.36	95.04	0.00	0.50	42.18	18.58
Avril	17.20	116.5	95.04	0.00	0.50	58.25	41.05
Mai	22.40	166.13	95.04	0.00	0.70	116.29	93.89
Juin	16.32	202.78	95.04	0.00	0.70	141.95	125.63
Juillet	7.44	228.95	95.04	0.00	0.70	160.27	152.83
Août	13.52	202.66	95.04	0.00	0.70	141.86	128.34
Septembre	23.36	137.54	95.04	0.00	0.50	68.77	45.41
Octobre	16.56	88.88	95.04	0.00	0.50	44.44	27.88
Novembre	21.20	53.79	95.04	0.00	0.50	26.90	5.70
Décembre	15.92	42.31	0.00	0.00			

IV.5. Calcul du débit spécifique

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

Les débits spécifiques sont définis par la formule suivante :

$$q = \frac{B_m}{T \times t \times 3600 \times K} \quad (\text{l/s/ha}) \dots\dots\dots (\text{IV.9})$$

Avec

B_m : Besoins mensuels maximum net (m³/ha)

T : Temps d'irrigation par jour = (24 h)

t : Nombre de jours du mois d'irrigation = (30 j)

K : Coefficient d'efficience globale du système d'irrigation ≈ 0,75

Tableau IV.16: Calcul des besoins en eau des cultures

Culture	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Annuel (mm)
Blé	2.76	17.47	48.11	105.13	143.73	85.07						3.12	405.38
Tomate			27.02	87.65	143.73	145.90							404.30
Poivron		3.44	35.45	81.83	143.73	105.35							369.79
Concombre		15.13	35.45	93.48	110.50	115.49							370.05
Ail	8.53	26.83	52.32	81.83	118.81	105.35						13.70	407.36
Pts			18.58	64.35	135.42	135.77	118.48						472.60
Pt As								108.08	86.67	67.88	16.45	9.47	288.54
Laitue								128.34	93.55	63.43			285.32
Carotte								138.48	93.55	67.88			299.90
Oignon								138.48	100.43	58.99			297.89
Choux								128.34	79.80	67.88	29.90	15.81	321.73
Olivier			18.58	41.05	60.67	105.35	152.83	158.74	100.43	63.43	21.83		722.90
Figuier	-	-	18.58	41.05	93.89	125.63	152.83	128.34	45.41	27.88	5.70	-	639.30
Totale Besoins	11.28	62.87	254.09	596.35	950.48	923.90	424.13	928.79	599.83	417.36	73.88	42.10	5285.06

D'après le tableau IV.16, les besoins de pointe correspondent au mois de Mai, soient donc **950.48 mm/mois**.

Le débit spécifique calculé est très important, il est de 4.89 l/s/ha, ce débit dépasse les normes (1.5 l/s/ha), ce qui risque d'aboutir à un surdimensionnement.

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

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

Dans notre cas, la culture la plus exigeante est le olivier (Mois de août), avec des besoins estimés à 158.74 mm/mois, le débit spécifique est donc :

$$q = \frac{158.74 * 10 * 1000}{24 * 30 * 3600 * 0.75} = \mathbf{0.82 \text{ l/s/ha}}$$

Le débit spécifique pour le périmètre d'El BRIKA est de 0.82 l/s/ha. Pour notre périmètre ayant une superficie de 130 hectares, le débit du réseau sera:

$$Q_c = 0.82 * 130 = \mathbf{106.15 \text{ l/s}}$$

IV.6. Estimation des besoins en eau totaux du périmètre d'El BRIKA

La connaissance des volumes totaux d'irrigation est indispensable, elle permet de prévoir les volumes d'eau stockés dans la retenue et d'effectuer un meilleur calendrier d'arrosage.

Etant donné, que nous avons pris en considération un assolement triennal, nous avons calculé les besoins en eau pour l'assolement le plus exigeant, en plus des besoins de l'arboriculture (hors assolement).

Tableau IV.17: Besoins en eau de calculés pour le périmètre d'El BRIKA

Assolement	Culture	Besoins (mm)	B.Bruts (mm)	Besoins m3/ha	S. cultivée ha	B. totaux m3
Sole 1	tomate	404.30	539.07	5390.67	4.00	21562.67
	pomme de terre	472.60	630.13	6301.35	4.50	28356.06
	courgette	370.05	493.40	4934.02	4.00	19736.08
Sole2	Oignon	297.89	397.19	3971.85	4.00	15887.41
	concombre	370.05	493.40	4934.02	4.00	19736.08
	poivron	369.79	493.05	4930.55	4.50	22187.46
sole 3	Blé/Orge	405.38	540.50	5405.05	50.00	270252.33
Hors. assolement	Olivier	722.90	850.47	8504.69	30.00	255140.82
	Figuier	639.30	752.12	7521.16	25.00	188029.12
Totale					130.00	840888.03

D'après le tableau précédent, on remarque le volume total des besoins en eau des cultures est de 840 888.0 m³.

Ces besoins dépassent largement le volume régularisé par la retenue qui est de 0.577 Hm³ seulement, on ne peut assurer l'irrigation à la demande de la totalité des terres du périmètre. Deux solutions peuvent être envisagées :

- Comblent le déficit en eau à partir des ressources souterraines : cette éventualité peut être appliquée si les caractéristiques hydrogéologiques de la zone sont connues. Etant donnée le manque d'informations précise sur l'exploitation des nappes, cette solution est écartée.
- La deuxième solution est la prise en compte d'une réduction des surfaces irriguées. Dans ce cas, nous proposons, que les cultures de l'orge et du figuier qui sont des cultures relativement rustiques et supportent plus ou moins les cas de sécheresses seront cultivées en sec.

Avec cette initiative, les volumes alloués à l'irrigation des cultures pour le cas de notre périmètre sont détaillés comme suit :

Tableau IV.18 : Volumes d'eau alloués à l'irrigation en fonction de l'assolement proposé

Assolement	Culture	Besoins (mm)	B.Bruts (mm)	Besoins m ³ /ha	cultivé ha	irrigué ha	B. totaux m ³
Sole 1	Tomate	404.30	539.07	5390.67	4.00	4.00	21562.67
	P.de terre	472.60	630.13	6301.35	4.50	4.50	28356.06
	Courgette	370.05	493.40	4934.02	4.00	4.00	19736.08
Sole2	Oignon	297.89	397.19	3971.85	4.00	4.00	15887.41
	Concombre	370.05	493.40	4934.02	4.00	4.00	19736.08
	poivron	369.79	493.05	4930.55	4.00	4.50	22187.46
Sole 3	Blé/Orge	405.38	540.50	5405.05	50.0	25.00	135126.17
Hors. assolement	Olivier	722.90	850.47	8504.69	50.00	25.00	212617.35
	Figuier	679.33	799.21	7992.06	30.00	10.00	75211.65
Total					130.0	85.0	550420.93

Dans ce cas, et d'après le **Tableau IV.8**, les besoins en eau de notre périmètre sont évalués à 550 420.9 m³, ces besoins sont donc satisfaits.

Le débit spécifique pour le périmètre d'El BRIKA est de 0.82 l/s/ha.

Pour notre périmètre ayant une superficie de 130 hectares, on irrigue seulement 85 hectares, le débit du réseau modifié sera de :

$$Q_c = 0.82 * 85 = 69.7 \text{ l/s}$$

Le débit caractéristique de notre périmètre est de 70 l/s.

IV.7.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé, la phase la plus importante d'un projet d'irrigation, il s'agit de la détermination des besoins en eau des cultures. Après les calculs théoriques, nous avons estimé les besoins de chaque culture, et déduit le débit spécifique nécessaire au dimensionnement du réseau de notre périmètre. On remarque que le mois de pointe est le mois de juillet.

Pour une première estimation, les volumes d'eau calculés pour l'irrigation dépassent les volumes régularisés par la retenue. Nous avons proposé donc un calendrier prenant en compte des cultures cultivées en sec, et cela pour une meilleure gestion de la retenue et du périmètre d'El Brika.

CHAPITRE V :
Etude du système
d'adduction

Chapitre V : Etude du système d'adduction

V.1.Introduction

Le choix de la méthode d'irrigation dépend d'un grand nombre de facteurs techniques, économiques, et sociologiques.

Les facteurs techniques incluent :

- Le type de culture, le type de sol, la topographie et la qualité de l'eau.
- Les facteurs socio-économiques incluent :
- La structure des exploitations, les coûts d'investissement, les frais de fonctionnement et d'entretien et les disponibilités en main d'œuvre

Cependant, en règle générale, le choix définitif de la méthode d'irrigation au niveau de l'exploitation sera fait par chaque exploitant en tenant compte non seulement des facteurs technico-économiques, mais aussi de ses propres préférences, de son expérience antérieure et de son niveau technique.

V.2.Description des différents modes d'irrigation

Les principaux modes d'irrigation existant sont :

- ✓ Irrigation de surface.
- ✓ Irrigation localisée (goutte à goutte).
- ✓ Irrigation par aspersion.

Pour le cas de notre périmètre, il est prévu que le choix se fera principalement entre :

Irrigation en surface.

Irrigation par surpression : par aspersion ou par irrigation localisée (micro-irrigation).

Ces deux dernières méthodes sont actuellement peu pratiquées, en raison des causes citées précédemment.

V.2.1.Choix du mode d'irrigation

La technique que nous choisirons, doit être plus au moins bien adaptée aux différents contextes agronomique et socio- économiques, caractérisant notre projet.

Donc le système d'irrigation est similaire à celui déjà adopté dans la zone de réaménagement en général à une irrigation en surface, surtout dans le cas des plus exploitations.

V.3. Découpage des îlots d'irrigation

Le terme « îlot d'irrigation » décrit l'unité hydro-agricole alimentée par une borne d'irrigation. Cette borne comporte une ou plusieurs sorties ou « prises » suivant le nombre d'arrosages qu'elle doit assurer simultanément, en particulier lorsqu'elle se trouve en limite de plusieurs exploitants.

Chaque borne doit assurer toutes les fonctions d'une prise c'est-à-dire :

- Régler le débit, ou plus exactement le limiter au module.
- Régler la pression.
- Assurer le comptage de l'eau livrée.
- Encaisser les suppressions accidentelles.

Le réseau d'irrigation du périmètre El Barika dans la commune d'El Kouif est de type ramifié. Le périmètre est partagé en îlots d'irrigation, chaque îlot est desservi par une borne d'irrigation, les bornes sont alimentées par des conduites secondaires, en suite le réseau secondaire est alimenté par un réseau principal jusqu'à la chambre des vannes de la retenue.

V.3.1 Taille des îlots d'irrigation

La taille de l'îlot est déterminée en fonction des modèles d'exploitations élaborés suivant plusieurs critères : fonciers, topographiques, hydro-agricoles. Dans certains cas, la taille de l'îlot dépend du débit d'équipement de prise en relation avec le débit fictif continu maximum au niveau de l'îlot. En outre, le débit fourni par la prise d'irrigation doit correspondre à une main d'eau compatible avec la méthode d'irrigation adoptée au niveau de l'exploitation.

V.3.2. Rôle et fonction de la borne d'irrigation

La borne assure quatre fonctions :

- ✓ Le vannage
- ✓ La stabilisation de la pression
- ✓ La limite du débit et le comptage du volume d'eau

V.4. Modalités de desserte de l'eau

V.4.1. Distribution d'eau à la demande

Dans ce mode chaque irrigant étant libre d'utiliser le débit qu'il a souscrit à toute heure du jour ou de la nuit.

V.4.2 Distribution au tour d'arrosage

Elle est inspirée du mode de desserte spécifique des réseaux d'irrigation de surface avec réseau collectif constitué de canaux à ciel ouvert dont le débit transité par chaque tertiaire correspond au module d'irrigation.

V.5. Tour d'arrosage à la borne

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

V.5.1. Tour d'arrosage au niveau de l'antenne

Dans le cas des petites propriétés, les modules disponibles en appliquant la modalité précédente pourront être trop faibles. On peut alors songer à regrouper plusieurs bornes sur une antenne donnée. Le débit fictif continu relatif aux superficies irriguées desservies par cette antenne constituera le module d'irrigation successivement délivré aux différentes prises de l'antenne.

Dans notre étude, le réseau a été dimensionné pour une irrigation à la demande, les débits des bornes, des canalisations seront donc calculés en fonction de ce type de demande.

V.6. calcul des Débits des bornes

$$q_c = q_s * S$$

q_c = Débit caractéristique (l/s)

q_s = Débit spécifique moyen (l/s/ha)

S = Superficie (ha)

V.6.1. Donnée de base du dimensionnement

Le débit spécifique est évalué à **0.82 l/s/ha**.

La surface du périmètre est égale à **85 ha**

Donc le débit caractéristique est :

$$Q_c = 0.82 \times 85 = 70 \text{ l/s}$$

Les caractéristiques des bornes et les ilots d'irrigation desservie sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau V.1: Les caractéristiques des ilots avec débit de la borne du secteur I

SECTEURS	N° ILOT	N° parcelle, Sous parcelle	superficie (Ha)	Total Ilot (Ha)	Total Ilot irrigué (Ha)	N° Borne	débit borne (l/s)
S E C T E U R I	9	16-3.	1.6	4	0	9	-
		17	2.4				
	10	16-1.	1.8	1.8	0	10	-
	11	14-1.	1.4	4.97	4.97	11	4.08
		15	2.69				
		24-1.	0.88				
	12	24-2.	2.88	6.5	6.5	12	5.33
		25	3.62				
	13	23	5.9	5.9	5.9	13	4.84
	14	16-2.	0.9	4.5	0	14	-
		22-1.	3.6				
	15	22-2.	4.8	4.8	4.8	15	3.94
	16	22-3.	0.77	8.38	8.38	16	6.87
		21	1.41				
		20	3.18				
		19	1.36				
		27-3.	0.33				
		18	1.33				
	17	27-1.	3.6	7.28	7.28	17	5.97
		30	1.43				
		29	2.25				
18	27-2.	1.95	7.38	0	18	-	
	28	5.43					
19	26-3.	6.93	6.93	6.93	19	5.68	
20	26-1.	8	8	0	20	-	
21	26-2.	7.65	7.65	7.65	21	6.27	
TOTAL SECTEUR I	13	26	78.09	78.09	52	13	43.0

Tableau V.2 : Les caractéristiques des ilots avec débit de la borne du secteur II

SECTEURS	N° ILOT	N° parcelle, Sous parcelle	superficie (Ha)	Total Ilot (Ha)	Total Ilot irrigué (Ha)	N° Borne	débit borne (l/s)
S E C T E U R I I	1	1-1.	3.5	3.5	3.5	1	2.87
	2	1-2.	5.9	5.9	5.9	2	4.84
	3	2-1.	4.78	6.56	6.56	3	5.38
		4-1.	0.4				
		3	1.38				
	4	2-2.	2.47	4.79	0	4	-
		14-2.	0.59				
		13-1.	1.73				
	5	4-2.	0.48	8.36	0	5	-
		5	5.63				
		13-2.	2.25				
	6	06-1.	1.16	6.43	0	6	-
		07-1.	3.54				
		08-1.	1.73				
	7	08-2.	2.15	7.76	7.76	7	6.36
		07-3.	0.82				
		9	1.92				
		10-2.	1.18				
		11-2.	1.69				
	8	06-2.	1.26	8.85	8.85	8	7.26
		7-2.	1.62				
		10-1.	2.01				
		11-1.	1.38				
		12	2.58				
TOTAL SECTEUR II	8	24	52.15	52.15	33	8	27.0
TOTAL PERIMETRE	21	50	130	130	85	21	70

Tableau V.3 : Nombre d'irrigation du chaque secteur

Secteur	Superficie (ha)	Nombre d'ilots irrigué	Nombre de Bornes	Nombre d'irrigants	Sup. moy./ilot (ha)	Debit Fictif (Qc en l/s/ha)
I	52	13	8	23*	4	0.82
II	33	8	5	22*	6.6	
TOTAUX	85	21	13	45*	10.6	

V.7. Dimensionnement hydraulique

a- Schéma d'adduction

Dans notre projet, on présente la variante retenue qui nous semble la plus plausible pour le cas de notre périmètre, et cela vu la situation topographique et foncière du terrain.

Le schéma d'adduction de notre projet, Il est prévu une station de pompage qui sera implantée à l'aval de la digue de la retenue collinaire à la cote 964m NGA. Elle sera équipée de pompes horizontales dont une de secours avec une HMT (estimée) à 101.5 m, qui va permettre de refouler l'eau vers le réservoir de stockage et de régulation.

Le réservoir projeté est prévu en béton armé, de forme circulaire et d'une capacité de 500 m³. Il sera implanté à la cote 1055,20 mNGA permettant ainsi d'assurer une pression suffisante au niveau de la borne la plus défavorisée. Cette pression permettra l'utilisation des équipements d'irrigation par aspersion à basse pression.

b- Schéma de distribution

Une conduite enterrée en PEHD Ø 315 mm, PN16 bars part du réservoir vers un regard répartiteur équipé de deux vannes, situé à l'entrée du périmètre au point «A». De ce regard partent deux conduites enterrées en PEHD Ø 315 mm, PN10 bars; l'une vers le secteur I et la seconde vers le secteur II.

V.7.1 Calcul de la conduite de refoulement

La conduite de refoulement est prévue en PEHD. Son diamètre a été dimensionné pour véhiculer un débit de 70.5 l/s soit 0.7 m³/s, vers un réservoir projeté qui est prévu en béton armé, de forme circulaire sans coupole et d'une capacité de 500 m³.

La conduite de refoulement d'une longueur de 2340 m est prévue en PEHD PN16. Son tracé épouse en grande partie la piste existante qui relie la digue de la retenue.

Les caractéristiques du système de refoulement sont résumées comme suit :

- Côte du radier du réservoir : 1055.20 m
- Débit à refouler : $Q = 70 \text{ l/s} = 0.70 \text{ m}^3/\text{s}$
- Nature = PEHD 16 bars. DN = 315mm
- Cote station de pompage : 960.26m
- Hauteur géométrique(Hg) : 94.94 m
- Longueur : 2340 m
- Hauteur manométrique Totale (HMT) : 103.29 m

V.7.2. Calcul des diamètres des canalisations

Dans un premier calcul, le diamètre de la conduite de refoulement est approché par la formule de Bonin qui a pour expression :

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec : Q : Débit en m³/s

D : Diamètre en m

Pour un débit de 0.07 l/s on obtient un diamètre de **265 mm**

V.7.3.Calcul du diamètre économique

Ce diamètre prend en compte tous les critères intervenant dans le choix du diamètre de la conduite. Les résultats sont résumés comme suit :

Tableau V.4 : Calcul de la hauteur manométrique (Hmt)

Diamètre (mm)	D (mm)	L (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	R	λ	ΔHl (m)	ΔHt (m)	Hg (m)	Hmt (m)
110	90	2340	70	11.01	990799.7169	0.0109	1754.95	1930.45	94.94	2025.39
125	102.2	2340	70	8.54	872524.2125	0.0107	908.56	999.41	94.94	1094.35
160	130.8	2340	70	5.21	681742.9245	0.0102	253.35	278.69	94.94	373.63
200	163.6	2340	70	3.33	545060.969	0.0098	79.64	87.60	94.94	182.54
250	204.6	2340	70	2.13	435835.6526	0.0095	25.07	27.57	94.94	122.51
315	257.8	2340	70	1.34	345895.94	0.0091	7.60	8.35	94.94	103.29
400	327.4	2340	70	0.83	272364.00	0.0088	2.21	2.43	94.94	97.37
500	409.2	2340	70	0.53	217917.83	0.0085	0.70	0.77	94.94	95.71
630	515.6	2340	70	0.34	172947.97	0.0082	0.21	0.23	94.94	95.17

Tableau V.5: Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	Prix ML(TTC)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	FAmort (DA)
110	844.30	2340	1975651.236	0.089	175832.96
125	1 093.08	2340	2557817.028	0.089	227645.7155
160	1 786.51	2340	4180428.954	0.089	372058.1769
200	2 805.48	2340	6564833.73	0.089	584270.202
250	4 340.56	2340	10156909.46	0.089	903964.9423
315	6 881.37	2340	16102398.08	0.089	1433113.429
400	11 116.05	2340	26011564.02	0.089	2315029.198
500	17 335.76	2340	40565681.44	0.089	3610345.648
630	26 341.10	2340	61638172.13	0.089	5485797.319

Tableau V.6: Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	Puissance (KW)	E KWh annuels	Prix du Kwh (DA)	F _{exploitation} (DA)
110	0.07	2025.39	1738.541	12691347.3	4.69	59522418.85
125	0.07	1094.35	939.367	6857377.493	4.69	32161100.44
160	0.07	373.63	320.713	2341206.135	4.69	10980256.77
200	0.07	182.54	156.687	1143815.076	4.69	5364492.707
250	0.07	122.51	105.161	767678.5913	4.69	3600412.593
315	0.07	103.29	88.666	647259.8527	4.69	3035648.709
400	0.07	97.37	83.582	610150.3173	4.69	2861604.988
500	0.07	95.71	82.155	599730.2072	4.69	2812734.672
630	0.07	95.17	81.695	596371.6289	4.69	2796982.94

Tableau V.7: Calcul du bilan total

D (mm)	Amortissement (DA)	Exploitation(DA)	Bllan (DA)
125	227645.7155	32161100.44	32388746.16
160	372058.1769	10980256.77	11352314.95
200	584270.202	5364492.707	5948762.909
250	903964.9423	3600412.593	4504377.536
315	1433113.429	3035648.709	4468762.138
400	2315029.198	2861604.988	5176634.186
500	3610345.648	2812734.672	6423080.32
630	5485797.319	2796982.94	8282780.259

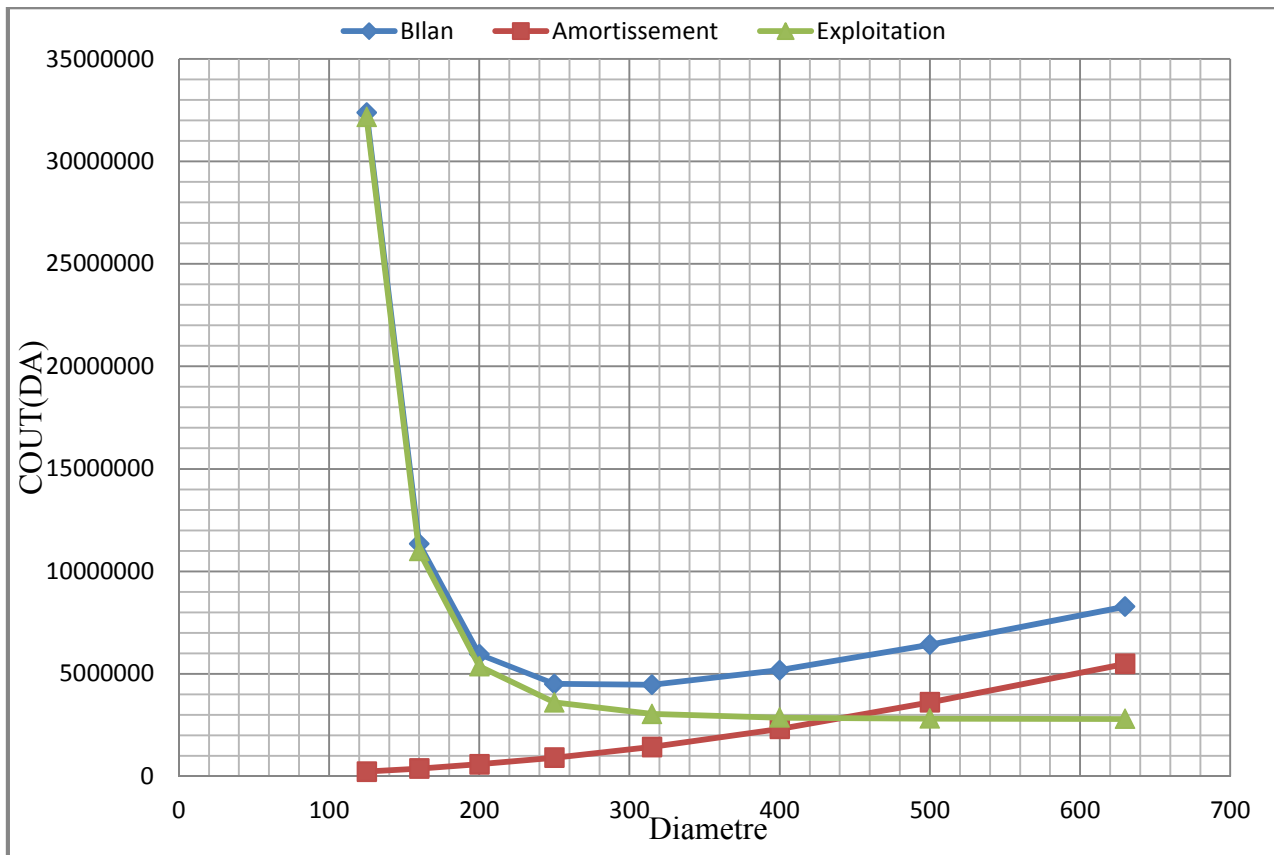


Figure V.1. Graphe du bilan en fonction du diamètre

On remarque que le diamètre 315 mm est le plus économique

V.8. 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 ;
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses, ainsi que la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).

Une fois que le plan de bornage est établi, nous procéderons à la liaison, le plus économiquement possible, des différentes bornes et l'origine du réseau. Le tracé escompté est un réseau ramifié qui conduit à un coût d'investissement optimum, trois méthodes sont utilisées couramment :

V.8.1. Tracé par proximité

Nous rechercherons tout d'abord, le tracé de longueur minimum, ayant pour sommet les seules bornes du réseau.

V.8.2. Tracé à 120°

Dans ce tracé, les bornes d'irrigation sont reliées par deux segments, formant entre eux un angle de 120°.

V.8.3 le tracé économique : il s'agit d'un tracé semblable au précédent, mais la longueur des conduites des diamètres importants est réduite au dépend des conduites ayant un petit diamètre.

V.8.4. Matériaux de construction des canalisations

V.8.4.1. Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique.

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC, le PEHD et Béton précontraint.

a) Conduite en fonte

Présentent plusieurs avantages :

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

L'inconvénient est que les tuyaux en fonte sont très lourds, très chers et ne sont pas disponibles sur le marché.

b) Conduite en acier

Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport et la pose

- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement).
- Leur inconvénient est la corrosion.

V.8.4.2 Avantages des canalisations en PEHD

- Ils supportent des pressions élevées ;
- Une résistance aux contraintes (choc, écrasement, déplacement du terrain);
- Ils offrent une bonne flexibilité ;
- Disponibles sur le marché.

Dans notre étude, Nous utiliserons les conduites en PEHD pour les conduites dont le diamètre est inférieur à 400 mm, et la fonte pour les conduites dont le diamètre est supérieur ou égal à 500mm.

V.9. Dimensionnement des canalisations

Le dimensionnement optimal est une des problématiques auxquelles doit résoudre l'ingénieur. Dans un souci technico-économique, les dimensions des conduites doit répondre aux normes hydrauliques :

V.9.1.Vitesse admissible

La vitesse admissible varie entre 0.5 m/s, comme vitesse inférieure, et 2.5 m/s comme vitesse maximum. Dans notre étude, on prend une vitesse dans la conduite égale à 1.25 m/s

V.9.2.Calcul des diamètres

Le calcul des diamètres est réalisé sur la base des débits véhiculés par le tronçon de conduite, et les vitesses. La formule de " LABYE " nous donne une approche du diamètre économique qu'on normalise

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q \times 0.001}{\pi \times V}} \times 1000 \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

Q : débit, exprimé en m³/s.

D: diamètre exprimé en mm

V : vitesse économique de l'ordre de 1.25 m/s

V.9.3.Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charge unitaires, ont été définies par la formule de Lechapt et Calmon, elle est donnée par l'expression suivante :

$$h_{pu} = \frac{L \times Q^M}{D^N} \times C \dots\dots\dots (V.3)$$

Avec : **h_{pu}** : perte de charge unitaire en mm/ml

Q : débit en m³/s

D : diamètre de la conduite considérée

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

C : coefficient compris une majoration de 10 % pour les pertes de charge singulière

$$J=L \times Q^M/D^N \dots\dots\dots (V.4)$$

Tableau V.8 : Les paramètres de perte de charge

(mm)	L	M	N
0,1	1,2	1,89	5,01
0,5	1,4	1,96	5,19
1	1,6	1,975	5,25

Pour une conduite en fonte ou en PEHD, nous avons la rugosité $K=0,1\text{mm}$, avec les paramètres suivants : $L=1.2$, $M=1.89$, $N= 5.19$.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.9: Calculs hydrauliques du réseau de distribution (Secteur I)

N° du point	N° du tronçon	Longueur du tronçon L(m)	Longueur du tronçon L(km)	débit Q (l/s)	débit Q (m ³ /s)	Diamètre calculé	Diamètre Normalise	Vitesse réelle (m/s)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Cote terrain amont CTN (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P (m)
1	Res-A	363.29	0.36329	70	0.070	267.02	315.00	0.899	1.03	1055.2	1 013.20	1 054.17	40.97
2	A-C	102.67	0.10267	43.0	0.043	209.23	315.00	0.552	0.12	1013.2	1003	1 054.06	51.06
3	C_B13	297.73	0.29773	24.46	0.024	157.84	200.00	0.779	1.12	1003	1 005.00	1 052.93	47.93
4	B13_B12	235.6	0.2356	15.68	0.016	126.38	160.00	0.780	1.17	1 005.00	1 018.10	1 051.76	33.66
5	B12_B21	200	0.2	6.27	0.006	79.92	110.00	0.660	1.15	1 018.10	1 015.00	1 050.61	35.61
6	B12_B11	114.34	0.11434	4.08	0.004	64.47	90.00	0.642	0.80	1 018.10	1015.8	1 050.96	35.16
7	B13_B15	156.63	0.15663	3.94	0.004	63.35	90.00	0.620	1.02	1 005.00	997.5	1 049.94	52.44
8	C-B16	500	0.5	18.52	0.019	137.35	160.00	0.922	3.41	1003	985.00	1 050.65	65.65
9	B16-D	354.76	0.35476	11.65	0.012	108.93	160.00	0.580	1.01	985.00	987	1 049.64	62.64
10	D-B19	250	0.25	5.68	0.006	76.06	110.00	0.598	1.19	987	996	1 048.45	52.45
11	D-B17	125.5	0.1255	5.97	0.006	77.98	110.00	0.629	0.66	987	988.50	1 048.98	60.48

Tableau V.10: Calculs hydrauliques du réseau de distribution (Secteur II)

N° du point	N° du tronçon	Longueur du trnçon L(m)	Longueur du trnçon L(km)	débit Q (l/s)	débit Q (m ³ /s)	diamètre calculé	diamètre Normalise	Vitesse réelle (m /s)	Perte de charge total ΔH_t (m)	Cote terrain amont CTN (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote piézométrique (m)	Pression au point P(m)
12	A-B2	182.65	0.18265	26.71	0.027	164.94	200.00	0.851	0.81	1013.2	1021.2	1 053.36	42.00
13	B2-B1	292.9	0.2929	2.87	0.003	54.07	90.00	0.451	1.05	1021.2	1031	1 052.31	21.31
14	B2-B3	270.85	0.27085	19	0.019	139.12	160.00	0.945	1.94	1021.2	1011.1	1 051.42	40.32
15	B3-B8	631.8	0.6318	13.62	0.014	117.78	160.00	0.678	2.41	1011.1	992	1 049.01	57.01
16	B8-B7	306.35	0.30635	6.36	0.006	80.49	110.00	0.670	1.81	992	982.7	1 047.20	64.50

V.10.Simulation du réseau par le logiciel EPANET

Après détermination des diamètres, une vérification s'impose en utilisant la simulation hydraulique de notre réseau par le logiciel Epanet.

Les calculs hydrauliques du réseau sont établis pour un réseau de type ramifié avec un coefficient de perte de charges égal à 0.015mm. Il a été tenu compte :

- de la cote radier du réservoir (1056 m).
- du diamètre intérieur de la conduite de distribution
- du débit d'équipement de chaque secteur

Les résultats des calculs sont présentés par secteur dans les tableaux V.10 et V.11 Les résultats des calculs sont présentés dans les tableaux si dessous :

Tableau V.11 : Les pressions du chaque nœud aux réseaux distribution

Nœud	Altitude m	Demande l/s	Charge m	Pression m
A	1013.2	0	1059.29	46.09
C	1003	0	1059.03	56.03
B13	1005	4.84	1058.14	53.14
B12	1018.1	5.33	1057.2	39.1
B11	1015.8	4.08	1056.56	40.76
B21	1015	6.27	1055.91	40.91
B15	997.5	3.94	1057.31	59.81
B16	985	6.87	1055.74	70.74
D	987	0	1054.94	67.94
B19	996	5.68	1053.98	57.98
B17	988.5	5.97	1053.45	64.95
B2	1021.2	4.84	1058.64	37.44
B1	1031	2.87	1057.79	26.79
B3	1011.1	5.38	1057.09	45.99
B8	992	7.26	1055.17	63.17
B7	982.7	6.36	1053.72	71.02

Tableau V.12 : Caractéristiques des tronçons du réseau distribution

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit l/s	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tronçon C-B13	297.73	200	24.46	0.78	3
Tronçon B13-B12	235.6	160	15.68	0.78	3.97
Tronçon B12-B11	114.34	90	4.08	0.64	5.62
Tronçon B13-B15	156.63	90	3.94	0.62	5.26
Tronçon B16-D	354.76	160	11.65	0.58	2.26
Tronçon D-B19	250.00	110	5.68	0.6	3.83
Tronçons D-B17	354.76	110	5.97	0.63	4.2
Tronçon A-B2	182.65	200	26.71	0.85	3.55
Tronçon B2-B1	292.9	90	2.87	0.45	2.91
Tronçon B2-B4	270.85	160	19	0.94	5.71
Tronçon B8-B7	306.35	110	6.36	0.67	4.73
Tronçon R-A	363.29	315	69.69	0.89	2.24
Tronçon C-B16	604.16	160	18.52	0.92	5.44
Tronçon B12-B21	280	110	6.27	0.66	4.61
Tronçons A-C	285.89	315	42.98	0.55	0.9
Tronçon B3-B8	631	160	13.62	0.68	3.04

Discussion des resultants:

D'après les tableaux de calculs des pressions obtenues par calculs et par simulation, on remarque que les pressions des bornes sont relativement similaires, la différence est due au choix de la méthode de calcul des pertes de charge. Pour les deux méthodes de calcul, nous avons obtenu des pressions satisfaisantes, généralement supérieures à trois (3) bars, ce qui est suffisant pour la projection d'un réseau d'irrigation que ce soit par aspersion ou par goutte à goutte.

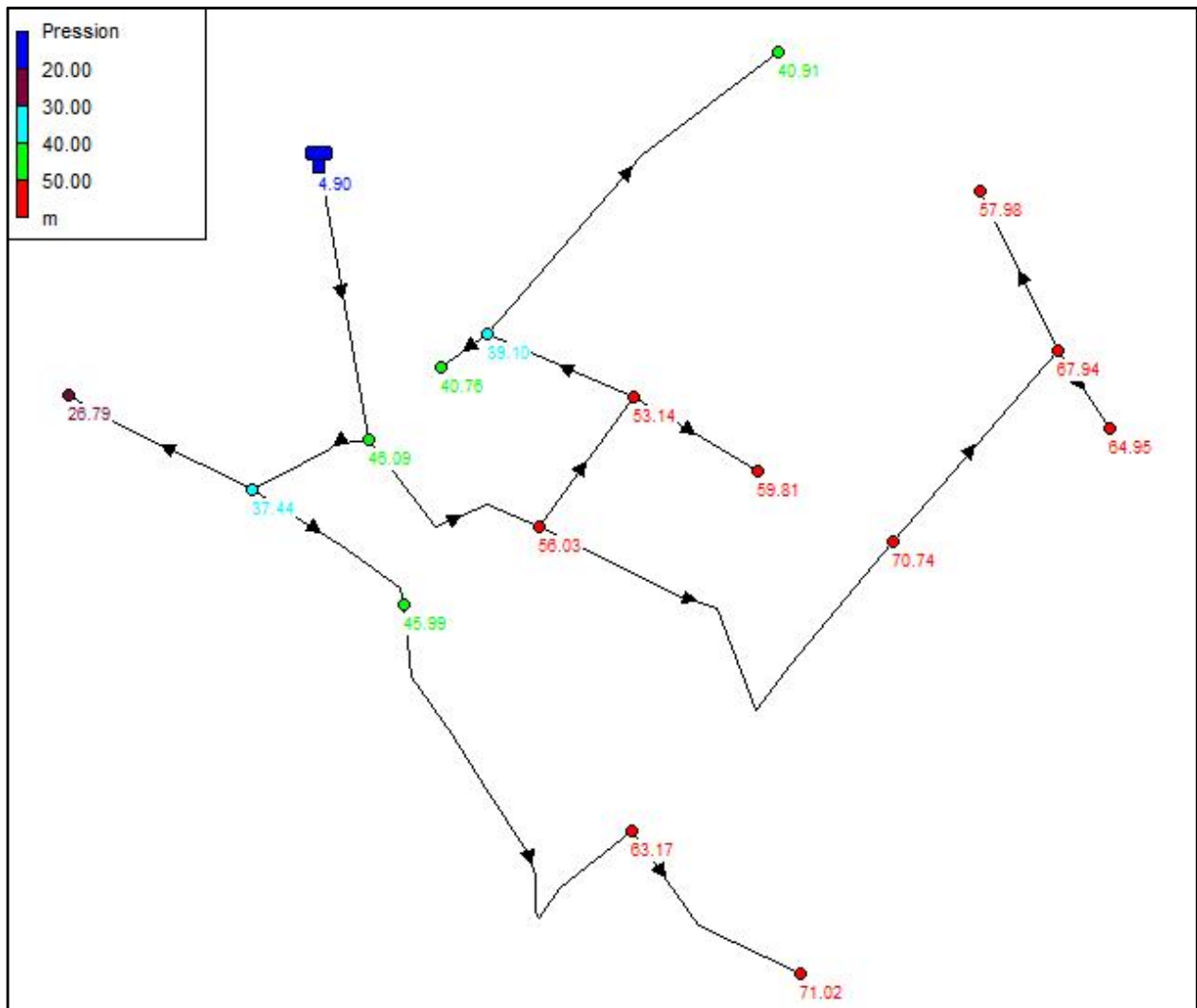


Figure V.2: Réseaux distribution simulé par EPANET

V.11. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié le système d'adduction du périmètre d'El BRIKA, cette phase de calcul nous a permis :

- De calculer le réseau d'adduction qui est constitué d'une conduite de refoulement en diamètre 315 mm ;

- De projeter le réseau de distribution, du réservoir vers les bornes d'irrigation à travers un système de canalisation en fonte et en PEHD.

- De s'assurer des pressions des bornes, qui sont nécessaires à toute projection d'un réseau d'irrigation.

CHAPITRE VI :
Dimensionnement
d'un réseau goutte à
goutte

Chapitre VI : Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte

VI.1.Introduction

L'irrigation est une opération qui consiste à apporter de l'eau à des végétaux cultivés pour augmenter leurs rendements, et permettre leur développement optimal en cas de déficit d'eau induit par un déficit pluviométrique, un drainage excessif ou une baisse de nappe, en particulier dans les zones arides.

Le présent chapitre concerne le dimensionnement du réseau d'irrigation localisée (le système goutte à goutte). Pour ce projet, nous avons choisi d'étudier la culture d'olivier qui connaît un engouement dans la région de Tébessa, et cela vu les qualités agronomiques et commerciales de cette culture.

VI.2. Les techniques d'irrigation

VI.2.1 Irrigation de surface

Les irrigations de surface recouvrent l'ensemble des techniques d'irrigation où l'eau disponible en tête de parcelle est répartie sur le terrain à irriguer par un écoulement gravitaire de surface, ne nécessitant aucun aménagement adéquat du sol.

On classe généralement les différentes techniques d'irrigation de surface en trois groupes principaux : irrigations par submersion, irrigations par ruissellement, irrigations par rigoles d'infiltration.

Avantage :

- Matériel d'irrigation simple ;
- Coût faible;
- Pas d'équipement pour la mise sous pression de l'eau ;
- Protège contre le gel.

Inconvénient:

- Tassement du sol ;
- Pertes en d'eau importantes ;
- Nécessite une évacuation de l'eau ;
- Erosion du sol ;
- Diminution de la perméabilité du sol.

VI.2.2.Irrigation par aspersion

Avec l'aspersion, l'eau d'irrigation est amenée aux plantes sous forme de pluie artificielle, grâce à l'utilisation d'appareils d'aspersion alimentés en eau sous pression. Les asperseurs sont généralement disposés en carré, dont le côté est choisi dans la série des écartements normalisés.

Avantage :

- Possibilité d'automatisation du système;
- Nécessite moins de main d'œuvre ;
- économie d'eau ;
- Pas d'aménagement préalable;

Inconvénient:

- Le coût relativement élevé en particulier les premiers investissements ;
- Tassement du sol ;
- Une évaporation intense si les goutte d'eau sont fines;
- Non homogénéité de l'arrosage en cas de vent.

VI.2.3.Irrigation localisée

On appelle irrigation localisée les systèmes qui consistent à répartir l'eau d'irrigation sur la parcelle par un réseau de conduites fixes sous une faible pression et aussi à localiser l'apport d'eau au voisinage des plantes cultivées. Dans ce cas, seule une fraction du volume du sol exploitable par les racines sera humidifiée. Les débits apportés à chaque zone humidifiée sont faibles (quelques litres à quelques dizaines de litres par heure, selon les systèmes). L'irrigation s'effectue à faible dose et forte périodicité (souvent journalière).

La micro-irrigation, nom donnée à l'irrigation localisée sur le plan international. Elle consiste à apporter sur une partie du sol seulement (les zone utilisé par la plante au voisinage des racines) par petits doses fréquentes (système goutte à goutte, min diffuseur, véhiculé par un faible débit.

VI.2.3.a.Caractéristiques de l'irrigation localisée

L'installation à la parcelle est entièrement fixée, n'arrose qu'une fraction du sol donc on limite la surface mouillée , de ce fait on limite les perte par évaporation ,on utilise de faibles débits (2

à 12 l/h) avec une faible pression (souvent 1 bar), on met en œuvre des équipements légers, les transferts d'eau sont faciles, donc l'alimentation hydrique des plantes plus réguliers, il s'en suit une meilleure efficacité de l'eau d'irrigation, Elle convient bien à l'irrigation fertilisante .

Avantage :

Les avantages de cette technique sont :

a) Economie d'eau importante qui peut atteindre plus de 50 % par rapport à l'irrigation à la raie car les doses étant faibles, les pertes par percolation se trouvent limitées.

b) Pression de fonctionnement très faible :

La pression nominale de fonctionnement des distributions est en générales de 10 m c e.

c) Réduction des mauvaises herbes :

La localisation de l'eau limite le développement des adventices (mauvaise herbe).

e) Réduction du tassement du sol et maintien d'une structure favorable.

f) d'autres possibilités favorables :

-Possibilité d'arrosage sous paillage plastique (fraisier).

-Possibilité d'automatiser le réseau.

-Possibilité de l'utiliser pour la fertirrigation.

Inconvénient:

Les inconvénients majeurs de cette technique sont résumés comme suit :

a) Leur coût très élevé en investissements, qui peuvent être amortis après quelques années d'exploitation

b) l'obstruction des goutteurs dans le cas d'irrigation avec une eau chargée ;

c) Leur emploi est réservé aux cultures pérennes et maraîchères, et ne s'adaptent pas aux cultures en plein champ.

VI.2.3.b.Irrigation localisée par goutteurs

Les goutteurs délivrent ponctuellement de petits débits (2 à 12 L / h) sous une pression de l'ordre de 1 bar. Ils sont montés à de faibles espacements sur des tuyaux souples constituant les rampes d'arrosage posées sur le sol le long des rangs de la culture. Les débits délivrés s'infiltrent immédiatement.

La dissipation de la charge disponible dans la rampe est assurée soit par un orifice de faible diamètre (de l'ordre du millimètre), soit par un cheminement dans un long circuit. Les rampes portant les goutteurs sont dimensionnées (diamètre et longueur) de manière à ce que la différence de débit entre les différents éléments n'excède pas 10 % du débit moyen.



Figure VI.1. : Composition De l'installation d'un réseau goutte à goutte

1* point de fourniture d'eau :

Une crépine filtrante peut être nécessaire si la ressource en eau, provient de ressources superficielles (lac collinaire) ou un cours d'eau, dans le cas d'une eau propre la crépine est facultative.

2* L'unité de tête :

Reliée au point de fourniture d'eau, elle permet de réguler la pression et le débit, de filtrer l'eau et d'y introduire des éléments fertilisants. Parfois, des régulateurs de pression et des filtres secondaires sont placés en tête des porte-rampes.

Une fraction du débit est dérivée de la conduite principale, envoyée dans le réservoir, s'y enrichit en engrais puis est réinjectée dans la conduite principale. Le filtre à sable (ou à gravier), avec vannes permettant un nettoyage reste très utile, parfois, un simple filtre à tamis peut suffire.

Dans le cas où l'eau contient beaucoup de sable, on doit installer des filtres appelés dessableurs.

3 * la conduite principale :

C'est la conduite qui relie au point de fourniture d'eau les divers porte-rampes. Elle peut être en fonte, en PEHD, ou même en acier galvanisé.

4* 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).

5* les rampes :

Sont généralement en PEBD (polyéthylène basse densité), à l'exception de quelques installations où l'on a utilisé du PVC rigide de petit diamètre. Les distributeurs y sont fixés avec un espacement prédéterminé. Il existe d'autres types de rampes qui assurent à la fois le transport et la distribution de l'eau, par exemple les rampes (ou gaines) poreuses ou perforées (à simple ou double section).

6* les distributeurs :

Les distributeurs constituent la partie essentielle de l'installation. C'est à partir d'eux que l'eau sort, à la pression atmosphérique, en débits faibles et réguliers. Ils peuvent être des goutteurs à très faible débit (quelques l/h). On trouve différents types, tels que des ajutages ou des mini diffuseurs dont le débit est relativement plus important (quelques dizaines de l/h).



Figure VI.2 : Exemple d'un goutteur

VI.3. Dimensionnement hydraulique d'un réseau goutte à goutte

VI.3.1. Données générales

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

Le réseau d'irrigation sera installé sur l'ilot N°2 alimenté par la borne N°2 et dont les pressions calculées sont de l'ordre de 3.7 bars, ce qui est largement suffisant. La surface de l'exploitation est de 5.9 hectares.

Culture : Olivier

- Espacement entre arbres : 4 m
- Espacements entre rangs : 4 m

Caractéristique du goutteur :

- Débit nominal : 4l/h
- Pression nominal : 10 m.c.e
- Espacement des goutteurs : 1 m
- Le nombre de goutteur par arbre : 2

VI.4. Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée

VI.4.1. Influence du taux de couverture du sol

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

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

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

- KELLER et KARMELI (1974) :

$$K_r = \frac{C_s}{0.85}$$

- La formule de Freeman et Garzoli :

$$K_r = C_s + 0.5(1 - C_s)$$

- La formule de Decroix (CTGREF) :

$$K_r = 0.1 + C_s$$

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

$K_r = 0.71$ selon Keller et Karmeli

$K_r = 0.80$ selon Freeman et Garzoli

$K_r = 0.70$ selon Decroix (CTGREF)

On prendra un coefficient $K_r = 0.80$

$B_{ji} = B_j * K_r$

$B_{ji} = 5.74 * 0.8 = 4.59 \text{ mm/j}$

VI.4.2. Dose pratique (Dose nette)

La deuxième étape en micro-irrigation, est la détermination d'une fraction ou pourcentage d'humidification du bulbe humide dans la zone racinaire. La différence par rapport aux autres systèmes (gravitaire ou par aspersion) est qu'il ne s'agit plus d'humidifier uniformément la totalité du sol sur une même profondeur (Ollier & Poirée, 1981).

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

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

Tel que : H_{cc} : humidité a la capacité au champ ($H_{cc} = 24\%$)

H_{pf} : humidité au point de flétrissement ($H_{pf} = 14\%$)

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

Z : profondeur d'enracinement en ($Z = 1200 \text{ mm}$)

D_a : est la densité apparente du sol ($D_a = 1$)

RFU = 80mm

P : Pourcentage du sol humidifié

$$P\% = \frac{n \cdot Spd \cdot Sh}{Sa \cdot Sr} \dots\dots\dots (VI. 2)$$

P : Volume du sol humidifié

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

S_{pd} : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre (2m)

S_h : Largeur de la bande humidifiée (1m)

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre (4m)

S_a : espacement des arbres sur les rangs (4m)

✓ On obtient **P = 25%**

La dose nette corrigée

$$Dp=80.00 \cdot 0.25 = \mathbf{20.00 \text{ mm}}$$

VI.4.3.Fréquence des arrosages

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

$$Fr = \frac{Dose \ nette}{Bjl} = \frac{20}{4.59} = 4.35 \text{ jour}$$

Donc on prend Fr = 4 jours.

Après détermination de la fréquence d'arrosage, on recalcule :

- **La dose réelle**

$$Dr= Fr \cdot Bjl = 4 \cdot 4.59 = \mathbf{18.37 \text{ mm}}$$

- **La dose brute**

$$Dbrute = \frac{Dr}{Cu \cdot eff} = \frac{18.37}{0.9 \cdot 0.9} = 22.68mm$$

VI.4.4.Durée d'arrosage par mois

$$\begin{aligned} &= \frac{Dn \cdot Sa \cdot Sr}{n \cdot qg} \dots\dots\dots (VI. 3) \\ &= \frac{24.70 \cdot 4 \cdot 4}{4 \cdot 2} = 45.37 \text{ heures/mois} \end{aligned}$$

VI.4.5.Durée d'arrosage journalier

$$D_j = \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr} \dots \dots \dots (VI. 4)$$

$$= \frac{45.37}{4} = 11 \text{ heures/jour}$$

VI.4.6.Nombre de poste

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}} \dots \dots \dots (VI. 5)$$

$$= \frac{22}{11} = 2 \text{ postes}$$

VI.4.7.Surface du poste

$$S_p = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}} \dots \dots \dots (VI. 6)$$

$$= \frac{5.9}{2} = 2.95 \text{ ha}$$

VI.4.8.Surface correspondant à une rampe

Caractéristiques des rampes

Longueur de la rampe =120 m

Longueur du porte-rampe = 220m

Longueur de la conduite secondaire 230m

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

$Al = L_r \times S_r = 120 \times 4 = 480m^2;$

VI.4.9.Nombre de rampes par postes

$N = S_p / Al$

Avec : S (p) : Surface du poste en m2.

Al : Surface correspondant à une rampe en m2.

Soit donc $N = 28800 / 480 = 60 \text{ rampes.}$

VI.5.Calculs hydrauliques

VI.5.1.Condition hydraulique

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

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

La variation maximale de la pression

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

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = \frac{\Delta H}{H(n)}$$

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

$H(n)$ pression nominal

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

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

VI.5.1.1 Calcul des pertes de charge

La répartition des pertes de charge selon la règle de Christiansen doit être comme suit :

- ✓ Perte de charge singulière : $p_{cs} = 10\% \Delta H = 0.2 \text{ m}$
- ✓ Perte de charge linéaire : $p_{cl} = \Delta H - p_{cs} = 1.8$
- ✓ 1/3 sur les porte-rampes $P_{dc} (pr) = 0.6 \text{ mce}$
- ✓ 2/3 sur les rampes $P_{dc}(r) = 1.2 \text{ mce}$

VI.5.2. Débit des rampes et des porte-rampes

$$Q_r = Q_g * N_g / r \dots \dots \dots (VI.7)$$

Avec :

Q_r : Débit de rampe ;

Q_g : Débit de goutteur ;

N arbre/rampe = $L_{\text{rampe}} / \text{espacement} = 120/4 = 30$ arbres

N_g/r : Nombre de goutteurs par rampe = $30 * 2 = 60$ goutteurs ;

$$Q_r = 4 * 60 = 240 \text{ l/h}$$

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

Avec : N_r : Nombre des rampes ;

Q_{pr} : Débit de porte rampe ;

$$Q_{pr} = 240 \cdot 55 = 13200 \text{ l/h .}$$

VI.5.3. Débit de la conduite secondaire

$$Q_{cs} = Q_{pr} \cdot N_{pr}$$

$$Q_{cs} = 13200 \cdot 1 = 13200 \text{ l/h} = 0.0036 \text{ m}^3/\text{s} .$$

VI.5.4. Dimensionnement des différentes parties du réseau

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

le diamètre de rampes ainsi que des porte rampes est calculé d'après les formule suivante :

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

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

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

VI.5.5. Vérification des pertes de charges

Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation après choix du diamètre, on applique la formule de « Tison ».

La perte de charge unitaire

$$i = \frac{0.478}{2.75} \cdot D^{-4.75} \cdot Q^{1.75}$$

La perte de charge le long de la conduite en (m)

$$j = \frac{L}{2.75} \cdot i$$

Ou :

L : la longueur de la conduite ;

Q : débit (l/h) ;

D : diamètre intérieur de la canalisation ;

VI.5.6. Calcul de Diamètre de la rampe

Tableau VI.1 : Calcul de Diamètre de la rampe

Culture	Surface m ²	Lr(m)	Ng	Qr (l/h)	hr(m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse m/s	hcal(m)
Olivier	59000	120	60	240	1.2	13.74	16	0.33	0.21

La valeur des pertes de charges calculée est inférieure à 1.2 mce (hr max).

VI.5.7. Calcul de Diamètre de la porte rampe

Tableau VI.2 : Calcul de Diamètre de la porte rampe

culture	Surface m ²	Lpr(m)	Nr	Qpr (l/h)	hpr(m)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vitesse (m/s)	hcal(m)
Olivier	59000	220	55	13200	0.6	79.06	90	0.57	0.33

La valeur des pertes de charges calculée est inférieure à 0.6 mce (hpr max).

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.

VI.5.8. Calcul des diamètres des conduites secondaires

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

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

Avec :

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

V : vitesse d'écoulement (m/s).

VI.5.9. Calcul de diamètre de conduites secondaires

Elle est dimensionnée comme étant une conduite assurant un service par extrémité :

Tableau VI.3 : Calcul du diamètre de la conduite secondaire

Culture	Surface m ²	L(m)	Q (m ³ /s)	V supposée (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	hcal (m)
Olivier	59000	230	0.0036	1.05	66.06	90	0.58	0.34

VI.5.10. Calcul du diamètre de la conduite principale à la sortie de la borne

Tableau VI.4 : Calcul de diamètre de la conduite principale à la sortie de la borne

L(m)	Q (m ³ /s)	V supposée (m/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vcal (m/s)	h cal(m)
15	0.036	1.05	66.68	90	0.58	0.022

VI.5.11. La pression d'eau à la borne de distribution

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

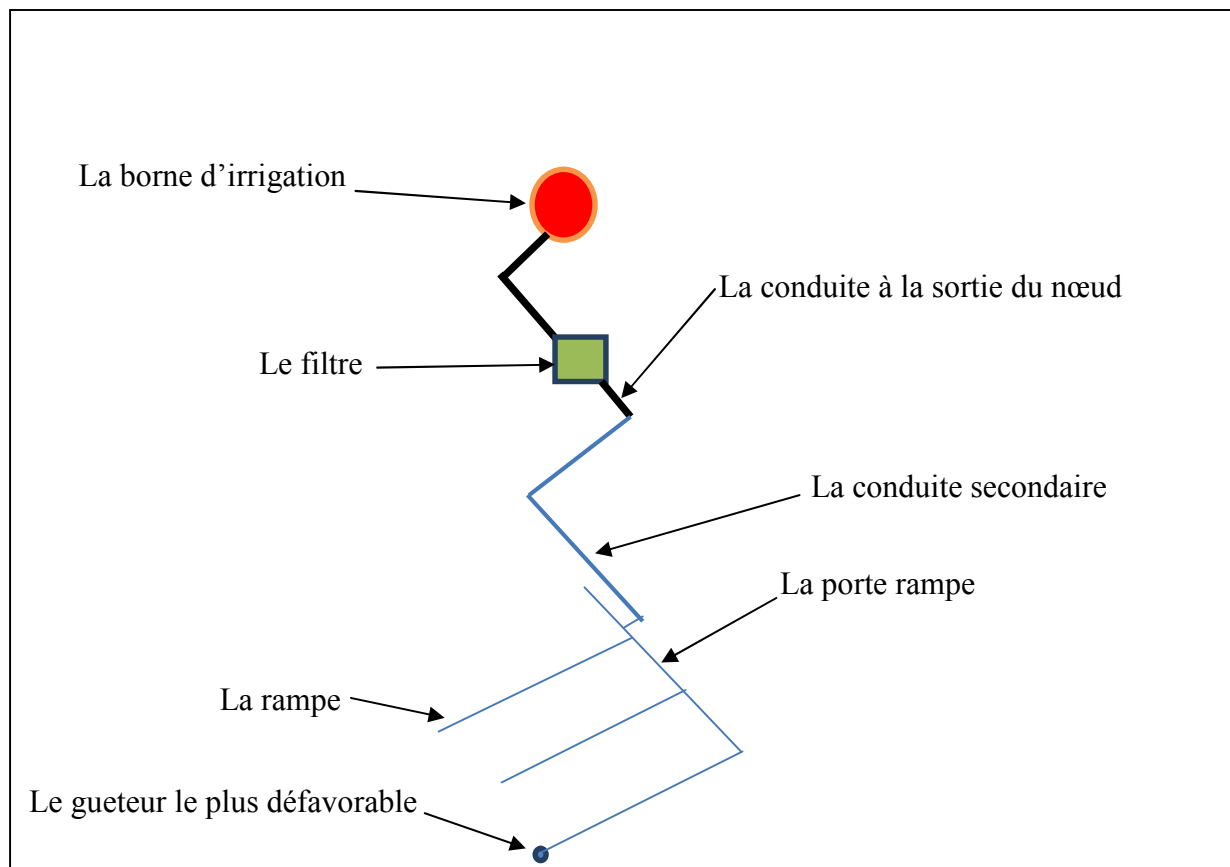


Figure VI.3: Schéma explicatif de goutteur le plus défavorable

Tableau VI.5 : Les pertes de charge de la borne jusqu'au le goutteur le plus défavorable :

	La rampe	Porte rampe	Conduite secondaire	Conduite de sortie
Longueur(m)	120	220	230	15
Diamètre(m)	16	90	90	90
Débit (m³/s)	$6.66 \cdot 10^{-5}$	0.0036	0.0036	0.0036
Pertes de charge(m)	0.21	0.33	0.34	0.022

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

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

$$P \text{ (m)} = 10 + 0.21 + 0.33 + 0.34 + 0.022 = \mathbf{10.90 \text{ m}}$$

VI.6.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons étudié le dimensionnement d'un réseau goutte à goutte. Ayant dimensionné tous les organes du réseau localisé projeté sur la parcelle choisie, nous avons effectué une vérification de la pression à la sortie de la borne, afin d'assurer la pression nominale de 10 mce dans le goutteur le plus éloigné et cela pour assurer le bon fonctionnement des goutteurs.

CHAPITRE VII :
Etude de la station de
pompage

CHAPITRE VII : Etude de la station de pompage

VII.1.Introduction

Les réseaux de distribution sous pression nécessitent assez souvent une mise en charge permanente à l'origine du réseau fonctionnant à la demande, tandis que l'alimentation par pompage de réservoirs desservant celui-ci, nécessite une commande automatique de la station, lui permettant d'ajuster les débits pompés par rapport aux débits appelés susceptibles de varier promptement et avec des proportions importantes.

La combinaison du débit et de la pression caractérise la capacité de pompage, que doivent fournir l'ensemble de groupes de pompage pour alimenter de façon satisfaisante tous les tronçons du réseau d'irrigation.

Conformément à la variante d'adduction adoptée, la solution retenue prévoit une alimentation indépendante de ce secteur, par pompage direct dans l'oued El Hassi, qui sera implantée à l'aval de la digue à la cote 964, pour refouler jusqu'au réservoir, afin d'assurer la distribution de l'eau dans tout le périmètre.

Pour la variante choisie dans l'adduction-distribution nous avons tenu compte de facteurs suivants :

- La prise d'eau est proche de la station de pompage pour réduire la longueur d'aspiration (<50m).
- Choisit le cheminement le plus court de la conduite de refoulement pour réduire les pertes de charges ainsi que les travaux de terrassement.
- Eviter les terrains instables et sismiques, en plus les terrains destinés pour l'agriculture.
- Eviter les stations balnéaires (parcs, réserves, etc).
- Positionner les ouvrages en tenant compte des aéroports, routes importantes (nationales, autoroute).
- Faciliter l'accès aux ouvrages, minimiser l'encombrement.

VII.2.Choix de l'équipement principal**VII.2.1Détermination du nombre de pompes**

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

Il faut aussi assurer un fonctionnement de secours, par une ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne. On prévoit une seule pompe de secours. Le nombre de pompes principales repose sur le rendement et la puissance.

VII.3. Les pompe

Les pompes sont des dispositifs utilisés pour aspirer, déplacer ou pour comprimer des liquides et des gaz. Dans toutes les pompes, il faut éviter la cavitation (formation des poches gazeuses), ce qui réduirait le débit et endommagerait le corps de la pompe.

Il existe deux grands types de pompes : les pompes volumétriques qui sont utilisées pour pomper les eaux usées et les turbopompes.

VII.3.1Les turbopompes (pompes centrifuges)

Il existe trois classes de turbopompes : les pompes centrifuges, à écoulement radial ; les pompes axiales, à écoulement axial ; les pompes semi axiales.

VII.3.2. Les pompes à écoulement radial

Ce sont les pompes centrifuges au sens strict. Elles permettent de relever des faibles débits sur de fortes hauteurs. La hauteur de refoulement croit avec le diamètre extérieur de la roue.

VII.3.3. Les pompes axiales

Ce sont les pompes à hélices où les pales sont constituées par des surfaces gauches. Ces pompes conviennent pour relever de forts débits sur de faibles hauteurs.

VII.3.4. 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

VII.4.Détermination de la hauteur d'élévation

A partir du calcul des besoins en eau, on peut tirer le débit caractéristique (pour le mois de pointe), dans notre cas il est de :

$Q_{\text{équipement}} = 70 \text{ l/s}$, pour une surface de 85 hectares.

$$Q_{\text{équipement}} = 70 \text{ l/s} = 0,07 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$\mathbf{Q = 0,07 \text{ m}^3/\text{s}}$$

La variation de la hauteur d'eau dans la retenue dépend des précipitations, il est nécessaire de la connaître, et comment elle varie, pour prendre ce changement du niveau d'eau dans le dimensionnement et choisir le type du bâtiment et la prise d'eau.

La hauteur d'élévation se calcule comme suit :

$$H_{\text{cal}} = h_a + h_r + \sum h_p(\text{asp}) + \sum h_p(\text{ref}) + P_{\text{exh}} \dots\dots\dots(\text{VII.1})$$

Avec :

h_a : Hauteur d'aspiration (m) ;

h_r : Hauteur de refoulement (m) ;

$\sum h_p(\text{asp})$: Pertes de charges à l'aspiration (m) ;

$\sum h_p(\text{ref})$: Pertes de charges au refoulement (m) ;

P_{exh} : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur) = (1,0÷1,5) m ;

On prend $P_{\text{exh}} = 1 \text{ m}$

Pour notre cas :

$$H_g = h_a + h_r \text{ (hauteur géométrique)}$$

$$\text{D'où : } H_g^{\text{max}} = \nabla_{\text{max}} - \nabla_{\text{PBE}}$$

$$H_g^{\text{min}} = \nabla_{\text{max}} - \nabla_{\text{PHE}}$$

$$H_g^{\text{moy}} = (H_g^{\text{max}} + H_g^{\text{min}}) / 2$$

On détermine à partir du graphique de variation du plan d'eau dans la retenue les niveaux ∇_{PHE} , ∇_{PBE} .

On a donc :

$$\nabla_{\text{max}} = 1055.20 \text{ m ;}$$

$$\nabla_{\text{PBE}} = 960.26 \text{ m ;}$$

$$\nabla_{\text{PHE}} = 960.20 \text{ m ;}$$

D'où

$$H_g^{\max} = 1055.20 - 960.20 = 95.00 \text{ m}$$

$$H_g^{\min} = 1055.20 - 960.26 = 94.94 \text{ m}$$

$$H_g^{\max} - H_g^{\min} = 95 - 94.94 = 0.06 \text{ m} < 2\text{m (acceptable)}$$

$$\Rightarrow H_g^{\text{moy}} = (95 + 94.94) / 2 = 94.97 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_g^{\text{moy}} = 94.97 \text{ m} ;}$$

$$\begin{aligned} \sum h_p &= \sum h_p(\text{asp}) + \sum h_p(\text{ref}) \\ &= (1,15 \div 1,3) \sum h_p(\text{ref})^{\text{lin}} \text{ (pour } Q < 3\text{m}^3/\text{s) } \dots\dots\dots(\text{VII.2}) \end{aligned}$$

et :

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

Notre conduite de refoulement à une longueur de 2340 m.

D'où:

$$h_p(\text{ref})^{\text{lin}} = \frac{2340}{1000} * 4 = 9.36 \text{ m}$$

$$\sum h_p(\text{ref})^{\text{lin}} = 9.36\text{m}$$

$$\sum h_p = 1,15 * 9.36 = 10.76 \text{ m}$$

Donc :

$$H_{\text{cal}}^{\max} = 95.00 + 10.76 + 1 = 106.76\text{m};$$

$$H_{\text{cal}}^{\min} = 94.94 + 10.76 + 1 = 106.70 \text{ m};$$

$$H_{\text{cal}}^{\text{moy}} = (106.76 + 106.70) / 2 = 106.73 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_{\text{cal}}^{\text{moy}} = 106.73 \text{ m}}$$

VII.4.1. Calcul du débit forcé

Le débit forcé est donné par la formule suivante :

$$Q_f = Q_{\text{eq}} + \frac{W_1 + W_2}{T} \dots\dots\dots(\text{VII.3})$$

Avec :

Q_{eq} : Débit d'équipement ;

$$Q_{\text{eq}} = \alpha \frac{W_j}{T}, \quad W_j/T \quad \alpha = (1.04 : 1.08) \quad Q_{\text{moyj}} = 0,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$Q_{\text{eq}} = 1,06 * 0,07 = 0,0742 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

$$Q_{\text{eq}} = 0.0742 \text{ m}^3/\text{s}.$$

W1 : Volume d'eau en excès = $0.0742 \cdot 4 \cdot 3600 = 1068.48 \text{ m}^3$;

W2 : Volume réservé pour autres besoins, pour notre cas **W3 = 0** ;

$$T = 24 \text{ h} ;$$

$$Q_f = 0,0742 + \frac{1068.48}{24 * 3600} \quad \mathbf{Q_f = 0,086 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$\text{On a le coefficient } x = \frac{Q_f}{Q_{eq}} = \frac{0.0866}{0.0742} = 1,16$$

Remarque :

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

$$\text{Donc : } Q_f = 0,0866 \text{ m}^3/\text{s} = 311.76 \text{ m}^3/\text{h}$$

VII.4.2.Détermination du nombre de pompes

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

VII.4.3.Choix du nombre pour la pompe centrifuge

Avec la même procédure, on détermine le nombre de pompes optimal pour ce type de pompes, en se basant sur un fournisseur de pompes. Dans notre thèse, on s'est référé sur les catalogues de logiciels fourni par le constructeur Caprari :

1/ pour $n=1$:

Pour le nombre de pompes principales égales à 1 nous avons :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{86.6}{1} = 86.6 \text{ l/s}$$

D'autre part on a la HMT égale à 104.04 m

D'après le catalogue Caprari, on trouve que cette pompe a les caractéristiques suivantes:

- PML 150H/ 2 G** Hauteur manométrique totale Hmt =115 m et Débit $Q = 90.9 \text{ l/s}$
- Le rendement $\eta = 75.4 \%$
- Diamètre de la roue (da) =150 mm
- La vitesse de rotation (n) = 2900 tr/min
- Puissance absorbée Pa = 136Kw.
- NPSHr = 5.44 m

2/ pour $n=2$:

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{86.6}{2} = 43.3 \text{ l/s}$$

D'autre part on a HMT = 104.04 m

D'après le catalogue Caprari, on trouve que cette pompe a les caractéristiques suivantes:

- **PML 150/ 8 G** Hauteur manométrique totale Hmt = 114 m et Débit $Q = 45.3 \text{ l/s}$
- Le rendement $\eta = 74.6 \%$
- Diamètre de la roue (da) = 150 mm
- La vitesse de rotation (n) = 1450tr/min
- Puissance absorbée (Pa) = 67.0Kw
- NPSHr = 1.5 m

3/ pour $n=3$:

Pour le nombre de pompes principales égales à 3 on a

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{86.6}{3} = 28.86 \text{ l/s}$$

D'autre part on a HMT = 104.04 m

D'après le catalogue Caprari, on trouve que cette pompe a les caractéristiques suivantes:

- **MEC-MR 80/2P** Hauteur manométrique totale Hmt = 106 m et Débit $Q = 29.1 \text{ l/s}$
- Le rendement ($\eta_0 = 72.7 \%$)
- Diamètre de la roue (da) = 80 mm
- La vitesse de rotation (n) = 2650tr/min
- Puissance absorbée (Pa) = 42 Kw
- NPSHr = 3.3 m

VII.5.Choix du nombre de pompes

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

Pour le choix des pompes on a deux types de pompe qu'on peut utiliser, des pompes centrifuges

Donc notre choix est basé sur le nombre, et le type des pompes à utiliser.

Les critères à respecter dans le choix sont :

- ✓ Nombre minimal de pompes
- ✓ Rendement plus important.
- ✓ NPSH requis minimum.
- ✓ Puissance absorbée minimale
- ✓ Le nombre de tours par minutes plus important.

Les pompes choisies à partir du logiciel Caprari sont des pompes centrifuges monocellulaires à axe horizontal.

Les caractéristiques de la pompe sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.1: Variantes pour le choix du nombre de pompes

N	Q (l/s)	H _{mt} (m)	Type de la pompe	η (%)	N (tr/min)	P abs (KW)	NPSHr (m)
1	90.9	115	PML 150H/ 2 G	75.0	2900	136	5.44
2	45.3	114	PML 150/ 8 G	74.6	1450	67.0	1.4
3	29.2	106	MEC-MR 80/2P	72.7	2650	42.0	3.3

Nombre minimal de pompes : 2 pompes pour les raisons technico-économiques suivantes :

Rendement plus important : 74.6% ;

NPSH requis minimum : 1.5 m ;

Puissance absorbée minimale : 67 Kw ;

Le nombre de tours par minute le plus important : 1450 tr/min : bon rendement

a. Pompe de secours :

Le choix des pompes de secours est en fonction du nombre principal des pompes (N) :

$N < 4 \rightarrow$ 1 seule pompe de secours.

$4 < N < 6, N=6, N=4 \rightarrow$ 2 pompes de secours.

$N > 6 \rightarrow$ 3 pompes de secours.

Dans ce cas en a $N=1 < 4 \rightarrow$ 1 pompe de secours

VII.5.1.Détermination de la hauteur admissible d’aspiration

VII.5.1.a.Protection contre la cavitation

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

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5 \dots\dots\dots (VII.4)$$

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

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

Donc :

La longueur d’aspiration $L_{asp} = 8.4 \text{ m}$

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{8.4}{1000} = 0.0084 \text{ m}$$

et :

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

$$\sum h_p^{sing} = 0,15 \cdot 0.0084 = 0.00126 \text{ m}$$

$$\sum h_p^{asp} = 0,0084 + 0,00126 = 0,00966 \text{ m}$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2 \cdot g} = \frac{4.9^2}{2 \cdot 9,81} = 0.387 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 \cdot 0.0866}{3.14 \cdot (0.2)^2} = 2.75 \text{ m/s}$$

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

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,183 - 0,00966 - 0.387 - 8.2 - 0,5 = 0.85 \text{ m}$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

La cote d’aspiration sera donc :

$$\begin{aligned} \nabla_{asp} &= \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - 0,1 \\ &= 960.20 + 0.85 - 0.1 = 960.95 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\nabla_{asp} = \mathbf{960.95 \text{ m}}$$

VII.6.Choix du moteur électrique

Puisque la pompe demande un moteur électrique pour la faire tourner il faut disposer des critères techniques pour choisir le moteur le plus adapté avec la pompe choisie, et parmi ces critères on peut citer :

- Prendre en considération la puissance absorbée ;
- Position de l'arbre de moteur (vertical ou horizontal) ;
- Vérification de nombre de tours de moteur ;
- La tension d'alimentation du moteur électrique.
- Prendre en considération la variation de la vitesse.

V-7-1.Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique :

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante

$$P_{abs} = \frac{\varpi \cdot Q_{max} \cdot Hc_{min} \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m} \dots\dots\dots(VII.5)$$

$\eta_{tr} = 1$ Accouplement direct

η_m : Rendement du moteur (0,92 – 0,95)

η_p : Rendement de la pompe (0,93)

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau N° 6 :

Tableau VII.2 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P

P (Kw)	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
K	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

$$P_{mot} = \frac{9810 * 0.0866 * .94.97}{1.0,95.0,746} = 113.84kw \text{ Donc : } K = 1,1.$$

Après la correction de la puissance absorbée avec l'augmentation de sécurité la puissance absorbée sera :

$$P_{abs} = 1,1 \cdot \frac{9810 * 0.0866 * .94.97}{1.0,95.0.746} = 125.22kw$$

$$P_{ab} = 125.22 \text{ KW}$$

Et d'après le catalogue des moteurs on trouve que notre moteur électrique a les caractéristiques suivantes :

- Un moteur triphasé 50 hz
- Rotor à court-circuit CAG

Tableau VII.3: Caractéristiques du moteur électrique choisi

Puissance		Type	Intensité abs				Caractéristiques en charge						Vitesse		Masse apr
			In 400V	Id in	Cd/Cn	Cm/Cn	Rendement %			cosφ			Tr/min	Kg.m ²	
Kw	ch		A	A			1/2	3/4	4/4	1/2	3/4	4/4			Kg
125.22	75	IEC 60034-1	400	4	4.6	9.4	91.1	93.8	94.8	0.75	0.81	0.85	1480	11.9	1724

VII.7. Protection contre les coups de béliers

On appelle coups de bélier les variations de pression provoquées par une prompt modification du régime d’un liquide s’écoulant à l’intérieur d’une canalisation.

Le coup de bélier est un phénomène transitoire oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes

- ◆ Arrêt brutal d’un ou de plusieurs groupes electro-pompes. alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- ◆ démarrage d’une pompe.
- ◆ Fermeture instantanée ou trop rapide d’une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier. Il en sera de même pour les conduites d’adduction dont le débit se trouve réglé à l’aval par un robinet vanne.

VII.7.1. Méthode ou dispositifs de protection contre les coups de béliers

Les principaux systèmes de sécurité anti-bélier sont :

- Réservoirs (ballons) sous pression avec matelas d’air (réservoirs d’eau sous pression d’air)
- Volants d’inertie sur les pompes ;
- Soupapes d’aération et de purge d’air ;

- Clapets anti-retour ;
- Château d'eau (cheminée d'équilibre).

VII.7.2.Calcul du volume du réservoir d'air

Dans notre cas, on opte pour une protection par l'installation d'un réservoir

VII.7.2.a.Calcul de la célérité d'ondes :

Nous allons effectuer les calculs dans le ce sens.

La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}}(m/s) \dots\dots\dots(VII.6)$$

Où D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

e : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

K= 0.5 pour l'acier.

K= 1 pour la fonte.

K= 5 pour le plomb et le béton.

K= 33 pour le PVC.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 * \frac{0.315}{28.6}}} = 1285.45(m/s)$$

Dn=315mm.

Q=0.0866m/s

Donc
$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0.0866}{\pi * (0,315)^2} = 1.11m^3 / s$$

$H_0 = H_g + 10 = 104.97m$ H0=104.97m

$H_{abs} = H_{MT} + 10 = H_g + \sum h_p + 10 = 105.82m$ Habs=105.82 m

Caractéristique de la conduite
$$A = \frac{a.V_0}{g.H_0} = \frac{1285.45 * 1.11}{9.81 * 105.82} = 1.37$$

On prend $A=2$

Caractéristique des pertes de charges $K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{105.82 - 104.97}{107.97} = 0.01$

On prend $K=0,1$

Nous considérons la famille de courbe B pour les valeurs $K=0.1$ et $A=2$; auxquelles nous allons superposer le profil en long "absolue" de la conduite.

Tableau VII.4: Célérité d'ondes

Cotes Z(m)	960.26	992	1055.20
Longueur de la conduite(m)	0	1170	2340
$\frac{\Delta Z + 10}{H_G + 10}$	0.40	0.70	1
$\frac{X}{L}$	0	0.50	1

D'après l'abaque de Vibert (Voir Annexe), nous prendrons $B=0.2$ au dessus le point le plus défavorable a $L/2$ nous avons une pression absolue p telle que

$$\frac{p}{H_0} = 0,01 \Rightarrow p = 0,01 * 104.97 = 1.0497m$$

Cette sécurité est suffisante.

Nous pouvons maintenant calculer le volume d'air comprimé nécessaire, en fonctionnement normal, pour la protection totale de la conduite.

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g * H_{abs}} * \frac{L * S}{B} \dots\dots\dots(VII.7)$$

$$= \frac{(1,11)^2}{9,81 * 105.82} * \frac{2340 * \frac{\pi * 0,315^2}{4}}{0,2} = 1,05m^3$$

Le volume maximal d'air comprimé est donné par la relation suivante :

$$H_{abs} * U_0^{1,2} = P_{min} * U_{max}^{1,2}$$

$$U_{max} = U_0 * \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}}\right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$\frac{P_{\min}}{H_0} = 0,54 \Rightarrow P_{\min} = 0,54 * 104.97 = 56.68m$$

$$U_{\max} = 1.05 * \left(\frac{105.82}{56.68}\right)^{\frac{1}{1.2}}$$

$$U_{\max} = 1.77m^3$$

En tenant compte d'une marge de sécurité, nous prendrons un réservoir avec un volume d'air maximal de 2m³.

VII.8.Dimensionnement du réservoir de stockage

Pour assurer une irrigation en continue, et pour que le réseau de distribution soit alimenté gravitairement, un réservoir de stockage est utile.

Pour le dimensionnement de ce réservoir, on a les données suivantes :

Le besoin maximum journalier = 5,2 mm/j

La fréquence d'arrosage = 6/mois

La durée d'arrosage = 5 h/j

La surface totale =85ha

Le réservoir projeté est prévu en béton armé, sera de forme circulaire sans coupole et d'une capacité de 500 m³. Il présente les caractéristiques suivantes :

Tableau IV.11: Dimensions du réservoir de stockage

Volume	500 m ³
Côte terrain Naturel du réservoir	1055 .20 m
Côte du radier du réservoir	1055 .20 m
Côte trop plein du réservoir	1059 .60 m
Diamètre intérieur du réservoir	12.00 m
Hauteur du réservoir	4.40 m
Epaisseur de la paroi	0.40 m

VII.9.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le dimensionnement de la station de pompage, étant donné que la variante retenue d'aménagement du périmètre exige un refoulement vers les parcelles.

Vu le débit relativement faible, les calculs technico-économiques ont donné des résultats meilleurs pour le cas d'une pompe, avec une de secours.

Pour ce qui est de la protection contre les coups de béliers, nous avons opté pour un ballon d'air (réservoir), qui a été dimensionné pour un volume d'air de 2 m³.

CHAPITRE VIII :
Evaluation du cout du
projet

Chapitre VIII : Evaluation du cout du projet

VIII.1 Introduction

Les devis proposés à l'irrigant sont actuellement très fluctuants pour une même parcelle ; ceci est dû :

- A l'importance de l'installation de tête : filtration selon la nature des eaux et matériel de fertilisation ;
- Au coût du matériel selon les entreprises .
- Aux services fournis par l'entreprise.

Certains devis ne comportent que la fourniture et parfois des fouilles, la pose, le montage du réseau et parfois des différentes pièces des goutteurs étant à la charge de l'exploitant.

D'autre part, prévoient non seulement une part de l'installation, mais aussi une certaine assistance de maintenance du réseau.

L'objectif de ce chapitre est donc l'évaluation du coût estimatif de notre projet.

VIII.2. Estimation du devis d'un réseau d'irrigation goutte à goutte

VIII.2.1 Dépenses des équipements

Les prix unitaires des pièces et accessoires sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1: Liste des pièces de réseau d'irrigation localisée.

Pièces	Prix unitaire (DA)	Unité de	Quantité	Total
Tube Ø20 PEHD	116.64	m/l	50	5832
Tube Ø 90 PEHD	694.24	m/l	3	2082.7287
Tube Ø 110 PEHD	1 028.03	m/l	4	4112.1288
Tube Ø160 PEHD	2 109.40	m/l	5	10547.0235
Tube Ø200 PEHD	3 364.46	m/l	2	6728.9274
Tube Ø315 PEHD	8 215.49	m/l	2	16430.9886
Bouchon Ø40	48	Un	25	1200
TE Ø160/90	850	Un	2	1700
TE Ø160	900	Un	2	1800
TE Ø 315	1050	Un	1	1050
Bouchon Ø110	85	Un	4	340
Vanne Ø160	13877	Un	5	69385
Vanne Ø90	11598	Un	3	34794
Bouchon Ø90	56	Un	3	168
Vanne Ø315	14055	Un	1	14055
Vanne Ø200	12558	Un	2	25116
Goutteur réglable	15	Un	250	3750

Total 01 = 247 323.80 DA

Tableau VIII .2 : Liste des pièces d’adduction, pompage et le bassin.

Pièces	Prix unitaire	Unité de	Quantité	Total
Adduction Ø315	1536,43	m/l	2340	16430988.6
Pompe	500000	Un	1	500 000.00
Vidange direct	30000	Un	2	60000
Ventouse	40000	Un	2	80000
Réservoir	5000 DA /m3	m3	500	2500000

Total 02 = 19 570 988.60 DA

VIII.2.2 Dépenses des travaux

Le prix de terrassement est égal à :

Pour les déblais :

$$F_{deb} = V_{deb} \cdot K_{deb} \dots\dots\dots(VIII.1)$$

K_{deb} : prix de 1 m³ de déblai=300 DA

V_{deb} : volume total de déblai

Pour les remblais:

$$F_{rem} = V_{rem} \cdot K_{rem} \dots\dots\dots(VIII.2)$$

K_{rem} : prix de 1 m³ de remblai=100 DA

V_{rem} : volume total de remblai

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

La pose en terre des conduites s’effectue dans un tranché dont la largeur de fond B sera donnée par la formule suivante :

$$B=D+2 \times 0,3 \dots\dots\dots(VIII.3)$$

D : diamètre de la conduite (m)

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

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

$$\text{Déblai} = L.H.B$$

$$\text{Remblai} = \text{déblai} - \left(\pi \frac{D^2}{4}\right).L$$

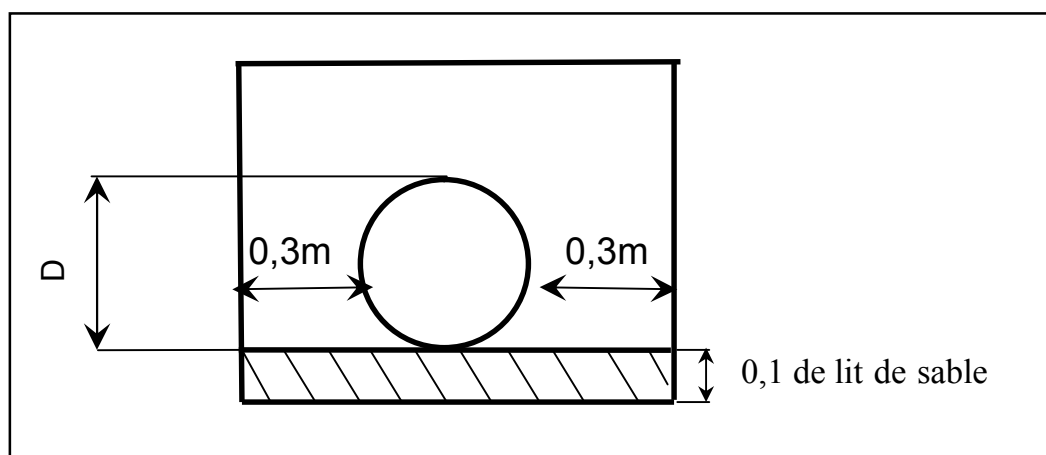


Figure VIII.1: Schéma simplifié pour la pose de la conduite d'adduction

Tableau VIII .3: Calcul de terrassement

Paramètres	Ø (mm)	B (m)	H (m)	L(m)	Déblai (m ³)	Remblai (m ³)
Conduite adduction	315	0.71	1	2340	1618.19	181.58

Donc pour le déblai:

$$F_{\text{deb}} = 1618.19 \times 300 = 485455.50 \text{ DA}$$

Pour le remblai :

$$F_{\text{rem}} = 181.58 \times 100 = 143660.55 \text{ DA}$$

Donc :

Le cout total du dépenses des travaux égale : **629 116.05 DA**

Donc le cout totale du projet est égale **20 447 428.443 DA**

En ajoute 40 % pour les travailleurs donc cout total du projet à égale **28 626 399.820 DA**

VIII.3 Conclusion

On constate que le coût de la projection du réseau d'irrigation et l'adduction localisée est évalué à **20 447 428.443 DA**.

Ce coût prend en considération les équipements qui sont onéreux. Cependant, l'aménagement du périmètre est très rentable à long terme.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce travail, il ressort que le dimensionnement d'un réseau d'adduction et de distribution présente plusieurs aspects hydrauliques et technico-économiques. En effet beaucoup de contraintes aussi bien techniques qu'administratives peuvent influencer sur le tracé du réseau.

Pour ce qui est du choix des cultures et de l'assolement, vu la limitation des volumes d'eau dans la retenue d'El Brika, nous étions dans l'obligation d'adopter un assolement permettant une efficacité de ressources en eau disponible sans pour autant atténuer les rendements des cultures du périmètre.

De plus il a fallu choisir un tracé d'adduction et de distribution suivant les conditions topographiques et foncières qui puissent nous assurer des pressions assez conséquentes au niveau des bornes d'irrigation.

L'intérêt de ce projet est important car l'irrigation va permettre une diversification des cultures en places, un accroissement des rendements en particulier pour la céréaliculture et Oliver.

La projection des systèmes d'irrigation modernes tels que le goutte à goutte permettent une meilleure gestion de la ressource en eau et une meilleure conservation du sol.

Ce projet peut donc contribuer à améliorer l'ensemble des facteurs socio-économiques de la région, le but est d'assurer un bon recouvrement du périmètre d'irrigation à fin d'alimenter convenablement toute la superficie à irriguer, ce qui va améliorer le rendement des cultures et d'avoir une croissance économique conséquente à long terme.

CONCLUSION GENERALE

En fin le périmètre d'El Brika a commune d'El Kouif wilaya Tébessa d'une zone semi-aride avec une texture du sol limono-argileuse et d'une perméabilité adéquate à l'irrigation. Les calculs hydrologiques ont montré la nécessité d'approvisionnement en eau du périmètre à partir de la retenue d El Brika d'un volume d'eau calculés pour l'irrigation dépassent les volumes régularisés par la retenue. A partir station de pompage qui nous avons dimensionné constitué une adduction avec du diamètre 315 mm vers le réservoir du stockage ce dernier a distribuiez vers le périmètre El Brika et réseau goutte à goutte.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Bulletin FAO N° 36, L'irrigation localisée (Calcul, mise en place exploitation, contrôle du fonctionnement).FAO 1983.p33

Bulletin DE FAO N° 24 Les besoins en eau des cultures, 1975 (A C* E F).P39

LOUDINA, ADEL. Irrigation du périmètre Tafna Isser à partir du barrage Hammam Boughrara. W. TLEMCENE, mémoire d'ingénieur, ENSH de Blida.2008. P 135

D. Veschambre , P. Vaysse ; (1980) : Mémento goutte à goutte, guide pratique de la micro irrigation par goutteurs et diffuseurs. Edition C.T.I.F.L, INRA ;P 156

M. MESSAHEL ; (1988) : Irrigation au goutte à goutte (Régime d'irrigation) Edition O.P.U.Alger ; P 89

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

Moussaoui R. (2013) : Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par système goutte à goutte d'un périmètre destiné à la culture maraichère, Hassi Khalifa (W. El Oued). P 88

Tiercelin, J.R, 1998. Traité d'irrigation, France. P 1011

ANNEXES

ANNEXE 1
ENQUETE FONCIERE

N° Parcelle	Superficie (Ha)	N° Exploitant	Identité
1	9,4	21	LATRECHE ABDELWAHEB
2	7,25	11	HERITIERS DJEFFEL MOHAMED BEN ALI
3	1,38	8	DJEFFEL NOUAR BEN BEKOUICHE
4	0,88	8	DJEFFEL NOUAR BEN BEKOUICHE
5	5,63	8	DJEFFEL NOUAR BEN BEKOUICHE
6	2,42	6	DJEFFEL HOCINE BEN BEKOUICHE
7	5,98	7	DJEFFEL LAYACHI BEN BEKOUICHE
8	3,88	11	HERITIERS DJEFFEL MOHAMED BEN ALI
9	1,92	5	DJEFFEL DOUADI BEN YUCEF
10	3,19	4	DJEFFEL ALI BEN YUCEF
11	3,07	3	DJEFFEL ABDALLAH BEN ALI
12	2,58	1	BENDIB ABDELATIF BEN CHAOUICHE
13	3,98	10	DOUAIFFIA MOHAMED
14	2,02	13	HERITIERS DJOULAH AMMAR
15	2,66	15	HERITIERS HLIMI LOUARDI
16	4,44	15	HERITIERS HLIMI LOUARDI
17	2,38	19	HLIMI MOHAMED BEN ABBES
18	1,33	18	HLIMI BELGACEM BEN AHMED
19	1,36	17	HLIMI KHEMISSI BEN AMOR
20	3,18	19	HLIMI MOHAMED BEN ABBES
21	1,41	17	HLIMI KHEMISSI BEN AMOR
22	9,17	18	HLIMI BELGACEM BEN AHMED
23	5,9	9	DJEFFEL TAHAR BEN ABDALLAH
24	3,76	20	HLIMI SAID BEN AHMED
25	3,62	19	HLIMI MOHAMED BEN ABBES
26	22,76	16	HERITIERS ZDIRA SAID BEN MHAMED
27	5,88	12	HERITIERS BENDJAROUEDIB AMMAR BEN TAHAR
28	5,43	2	BENDJAROUEDIB KHELIFA
29	2,25	12	HERITIERS BENDJAROUEDIB AMMAR BEN TAHAR
30	1,43	14	HERITIERS HLIMI GOUAID BEN MOHAMED
TOTAL	130,54	30	

ANNEXE 2

Coefficient culturel Kc de chaque culture

2. COEFFICIENTS CULTURAUX (Kc)

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

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

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

ANNEXE 3

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 4

PAIX DU TUBE PEHD CHIALI



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

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

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

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

TUBE PEHD EAU POTABLE PN10

Référence	Désignation	Diamètre		Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM				
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2.0	PE80	10 Bars	26.31	30.78
11 003 0251	Tube PEHD	25	2.0	PE80	10 Bars	33.85	39.60
11 003 0321	Tube PEHD	32	2.4	PE80	10 Bars	52.60	61.54
11 003 0401	Tube PEHD	40	3.0	PE80	10 Bars	82.33	96.33
11 003 0501	Tube PEHD	50	3.7	PE80	10 Bars	125.79	147.17
11 003 0631	Tube PEHD	63	4.7	PE80	10 Bars	198.97	232.79
11 003 0751	Tube PEHD	75	5.6	PE80	10 Bars	281.31	329.13
11 007 0901	Tube PEHD	90	5.4	PE100	10 Bars	335.47	392.50
11 007 1101	Tube PEHD	110	6.6	PE100	10 Bars	495.40	579.62
11 007 1251	Tube PEHD	125	7.4	PE100	10 Bars	631.13	738.42
11 007 1601	Tube PEHD	160	9.5	PE100	10 Bars	1 033.79	1 209.53
11 007 2001	Tube PEHD	200	11.9	PE100	10 Bars	1 617.42	1 892.38
11 007 2501	Tube PEHD	250	14.8	PE100	10 Bars	2 510.95	2 937.81
11 007 3151	Tube PEHD	315	18.7	PE100	10 Bars	4 003.95	4 684.62
11 007 4001	Tube PEHD	400	23.7	PE100	10 Bars	6 474.42	7 516.57
11 007 5001	Tube PEHD	500	29.7	PE100	10 Bars	10 021.19	11 724.79
11 007 6301	Tube PEHD	630	37.4	PE100	10 Bars	15 153.49	17 729.58

- TVA = 17%.

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

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

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

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

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

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

- Pour toutes informations complémentaires, prière contacter le Service Commercial

TUBE PEHD EAU POTABLE PN16

Référence	Désignation	Diamètre		Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM				
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	29.61	34.64
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	48.03	56.20
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	75.47	88.30
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	116.64	136.47
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	180.68	211.40
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	288.17	337.16
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	404.81	473.63
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	488.62	571.69
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	721.62	844.30
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	934.26	1 093.08
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 526.93	1 786.51
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	2 397.85	2 805.48
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	3 709.88	4 340.56
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	5 881.51	6 881.37
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	9 500.90	11 116.05
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	14 816.89	17 335.76
11 008 6301	Tube PEHD	630	57.2	PE100	16 Bars	22 513.76	26 341.10

- TVA = 17%.

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

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

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

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

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

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

- Pour toutes informations complémentaires, prière contacter le Service Commercial