



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME :

**Dimensionnement d'un réseau d'irrigation (143ha) à partir de la
STEP de BEN CHAABANE - secteur B (W.Blida)**

Présenté par :

MESSALI YOUCEF

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr.MEDDI Mohamed	professeur	Président
Mme.SAADOUNE samra	M.C.A	Examineur
Mme.MAZOUZI sabra	M.A.A	Examineur
Mme.SAIL nadira	M.C.B	Promoteur

Session..... 2024

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers toutes les personnes qui m'ont aidé et soutenu tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Tout d'abord, je voudrais remercier sincèrement Madame SAIL Nadhira, pour son encadrement attentif, ses conseils éclairés et sa patience tout au long de ce processus

Je tiens à remercier les membres du jury pour avoir pris le temps d'examiner et évaluer notre travail et exprimer mon profond respect à vous.

Je tiens à adresser mes remerciements à ma famille et à mes amis pour leur soutien indéfectible et leur encouragement constant. Leur présence et leur soutien moral m'ont aidé à surmonter les défis et à persévérer dans mes efforts.

Enfin, je tiens à exprimer ma reconnaissance envers toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin au chemin de mes études. Leurs efforts ont été précieux et ont grandement contribué à l'aboutissement de ce travail.

DEDICACE

Je dédie ce mémoire :

À mon père bien-aimé, pour sa confiance en moi et pour m'avoir toujours encouragé à donner le meilleur de moi-même, même dans les moments les plus difficiles.

À ma chère mère, dont la sagesse, la patience et l'inquiétude ont été des sources inestimables de force et de motivation tout au long de mon parcours. Ton soutien a été mon véritable pilier.

À mes amis et ma famille, qui ont partagé avec moi les hauts et les bas de cette aventure académique. Votre présence et vos encouragements ont été des sources de réconfort et de joie.

Ce travail est le résultat de vos sacrifices, de votre soutien et de votre amour.

Merci du fond du cœur.

Résumer :

Ce projet a pour objectif de concevoir un système d'aménagement hydro-agricole pour le périmètre de BEN CHAABANE, dans la wilaya de Blida, couvrant une superficie de 143 hectares. L'étude comprend une analyse des conditions climatiques et des ressources en eau et en sol, une étude hydrologique, ainsi qu'un calcul des besoins en eau des cultures. Ensuite, elle se penche sur le choix du système de pompage depuis la STEP de BEN CHAABANE, ainsi que sur le dimensionnement des canalisations et du réseau de distribution jusqu'aux parcelles.

Après avoir réalisé les calculs hydrauliques nécessaires, nous avons identifié les diamètres adéquats pour les canalisations, en veillant à respecter les conditions techniques optimales en matière de pression et de débit. Les résultats montrent que la conception d'un réseau d'irrigation combinant Lagoutte à goutte est la plus adaptée pour la zone d'étude.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى تصميم نظام تنمية مائية فلاحية لمحيط بن شعبان بولاية البليدة على مساحة 143 هكتارا. وتتضمن الدراسة تحليل الظروف المناخية وموارد المياه والتربة، ودراسة هيدرولوجية، بالإضافة إلى حساب احتياجات المحاصيل المائية. ثم، يتم النظر في اختيار نظام الضخ من محطة معالجة مياه الصرف الصحي بن شعبان، وكذلك حجم الأنابيب وشبكة التوزيع إلى قطع الأراضي. وبعد إجراء الحسابات الهيدروليكية اللازمة، قمنا بتحديد الأقطار المناسبة للأنابيب، بما يضمن احترام الشروط الفنية المثلى من حيث الضغط والتدفق. أظهرت النتائج أن تصميم شبكة الري بالتنقيط هو الأنسب لمنطقة الدراسة.

ABSTRACT:

This project aims to design a hydro-agricultural development system for the perimeter of BEN CHAABANE, in the wilaya of BLIDA, covering an area of 143 hectares. The study includes an analysis of climatic conditions and water and soil resources, a hydrological study, as well as a calculation of crop water needs. Then, it looks at the choice of the pumping system from the BEN CHAABANE STEP, as well as the sizing of the pipes and the distribution network to the plots.

After carrying out the necessary hydraulic calculations, we identified the appropriate diameters for the pipes, ensuring that the optimal technical conditions in terms of pressure and flow were respected. The results show that the design of an irrigation network combining drip is the most suitable for the study area.

Table Des Matières :

Sommaire

Introduction Générale.....	(1)
I . Chapitre I	(3)
I.1. Introduction.....	(4)
I.2. Présentation du périmètre	(6)
I.2.1. Situation géographique de la zone d'étude.....	(7)
I.2.2. L'environnement actuel	(8)
I .2.3.Températures.....	(9)
I .2.4.Evapotranspirationpotentielle(ETP).....	(10)
I.2.5.Humiditérelative.....	(11)
I.2.6.Les vents.....	(12)
I.2.7. L'insolation.....	(13)
I.3. Conclusion.....	(14)
II. Chapitre II	(16)
II.1. Introduction.....	(17)
II.2. Les caractéristiques physiques et chimiques.....	(19)
II.2.1. Analyse des sols	(20)
II.2.2. Classifications des sols.....	(21)
II.2.3. Critères de classification.....	(22)
II.2.4. Interprétation des résultats analytiques.....	(23)
II.3. Mise en valeur agricole.....	(24)
II.3.1. Facteurs limitant la mise en valeur agricole	(25)
II.3.2. Introduction de l'irrigation	(26)
II.3.3. Aptitudes culturales	(27)
II.3.4. Évaluation systématique des terres	(28)
II.3.5. Cultures adaptées à la zone du projet.....	(29)
II.3.6. Règlementation algérienne.....	(30)
II.4. Conclusions générales.....	(31)
III. Chapitre III	(33)
III.1. Introduction.....	(34)
III.2. Pluviométrie et ressources en eaux.....	(36)
III.2.1. Ajustement des pluies annuelles.....	(37)
III.2.2. Étude statistique des précipitations	(38)
III.2.3. Homogénéisation de la série pluviométrique	(39)
III.2.4. Choix de la loi d'ajustement.....	(40)
III.3. Conclusion.....	(41)
IV. Chapitre IV	(43)
IV.1. Introduction.....	(44)

IV.2. Demande hydrique du périmètre.....	(46)
IV.2.1. Estimation des besoins hydriques pour l'irrigation	(47)
IV.2.2. Méthodes de calcul d'évapotranspiration	(48)
IV.2.3. Calcul de la réserve en eau du sol.....	(49)
IV.3. Conclusion.....	(50)
V. Chapitre V	(52)
V.1. Introduction.....	(53)
V.2. Alimentation en eau.....	(55)
V.2.1. Description de l'aménagement	(56)
V.2.2. Calculs relatifs aux pompes et pertes de charges	(57)
V.2.3. Bilan total des frais et choix des équipements	(58)
V.3. Conclusion.....	(59)
VI. Chapitre VI.....	(61)
VI.1. Introduction.....	(62)
VI.2. Analyse des méthodes d'irrigation.....	(64)
VI.2.1. Irrigation de surface, par ruissellement, à la raie, par submersion	(65)
VI.2.2. Systèmes d'irrigation par aspersion et micro-irrigation	(66)
VI.3. Conclusion.....	(67)
VII. Chapitre VII.....	(84)
VII.1. Introduction.....	(85)
VII.2. Calculs hydrauliques et dimensionnement.....	(86)
VII.2.1. Besoins d'irrigation et fréquence des arrosages.....	(87)
VII.2.2. Vérification des pressions à la borne de distribution	(90)
VII.3. Conclusion.....	(94)
-	
VIII. Chapitre VIII.....	(95)
VIII.1. Introduction.....	(99)
VIII.2. Travaux de terrassement et coûts.....	(100)
VIII.2.1. Estimation des frais et budget total	(101)
VIII.3. Conclusion.....	(102)
IX. Conclusion Générales.....	(103)

Liste des figures

Figure 01 : Localisation de la zone d'étude par rapport à la carte d'état-major(W-BLIDA)

Figure 2 : Extrait d'une image satellitaire qui représente la délimitation de la zone d'étude du périmètre de BEN CHAABANE (02/07/2024)

Figure 3 : Délimitations des zones au sein de Mitidja centrent. (Source ONID)

Figure 4 : Carte hydrogéologique de 1973 (ANRH) (1/25.000^e)

Figure 5 : Répartition des températures moyennes annuelles en °C

Figure 6 : Graphique de la moyenne mensuelle de l'évaporation.

Figure 7 : Graphique de la moyenne mensuelle d'humidité relative

Figure 8 : Graphique Vitesse moyenne mensuelle des vents

Figure 9 : Graphique de la moyenne d'insolation.

Figure 10 : Relation expérimentale entre SAR – ESP (USDA, 1954)

Figure 11 : Carte d'inventaire des points d'eau

Figure 12 : Carte piézométrique de la période mai 2017

Figures 13 et 14 : la station d'épuration de BOUFARIK

Figure 15 : Graphique de catégorisation des eaux pour l'irrigation.

Figure 17 : Ajustement par la loi normale (HYFRAN)

Figure 18 : Ajustement par la loi Log normale (HYFRAN)

Figure 19 : Comparaison graphique entre la loi normale et log normale.

Figure 20 : Verger d'agrumes de variété orange

Figure 21 : *jeune verger d'agrumes*

Figure 22 : Bilan totale des frais en fonction de diamètre

Figures 23 et 24 : asperseurs

Figure 25 : techniques d'irrigation

Figure 26 : goutte a goutte

Figure 27 : Dispositifs d'installation des goutteurs sur la rampe.

Figure 28. Schéma d'une tranchée.

Liste des tableaux

Tableau 1 : L'évaporation moyenne mensuelle.....	6
Tableau 2 : L'évaporation moyenne mensuelle.....	7
Tableau 3 : Moyenne mensuelle de l'humidité relative 1990-2018.	7
Tableau 4 : Moyenne mensuelle de la vitesse du vent.....	8
Taleau 5 : Valeurs moyennes du nombre de jours de sirocco (Source Seltzer, 2018)	9
Tableau 6 : La moyenne d'insolation 1990-2018.	10
Tableau 7 : Étude de la distribution granulométrique du profil pédologique.....	13
Tableau 8 : Caractéristiques physiques du sol.	14
Tableau 9 : Caractéristiques hydrodynamiques du profil pédologique.	14
Tableau 10 : Classification des sols selon CE et ESP.....	15
Tableau 11 : Caractéristiques générales de la station d'épuration de BOUFARIK « BEN-CHAABANE (OTV – 2021) »	18
Tableau 12 : Propriétés physico-chimiques de l'eau retenue du barrage de Douéra.	19
Tableau 13 : Classification des eaux en se basant sur le SAR.....	19
Tableau 14 : Classification des eaux en se basant sur la (CE).....	20
Tableau 15 : Précipitation moyenne mensuelle enregistrée par ANRH 1990 – 2020.	24
Tableau 16 : Test de WILCOXON pour la station météorologique de SOUMAA.	26
Tableau 17 : L'ajustement par la loi de Gauss (loi normal).	29
Tableau 18 : L'ajustement par la loi de Galton (log normale).....	31
Tableau 19 : Évaluation de l'adéquation de l'ajustement par le test du chi carré.....	32
Tableau 20 : Précipitation moyenne mensuelle de l'année de référence.	34
Tableau 21 : ajustement d'après le logiciel HYFRAN	38
Tableau 22 :Liste des cultures pouvant être irriguées avec les eaux usées épurées	40
Tableau 23 : Superficies occupées par les cultures.....	41
Tableau 24 : Cycles végétatifs des cultures :, ...	42
Tableau 25 : Cycles végétatifs des cultures proposées	43
Tableau 26 : Estimation des besoins en eau pomme de terre :	44
Tableau 27 :Estimation des besoins en eau de tomate :	44
Tableau 28 :Estimation des besoins en eau d'orange :	45
Tableau 29 :Estimation des besoins en eau olivier :	45
Tableau 30 :Estimation des besoins en eau de carotte :	46

Tableau 31 :Choix du diamètre de la borne.....	50
Tableau 32:Calcul des débits des ilots et choix du diamètre et type de bornes.	50
Tableau 33 :calcul de la HMT pour différents diamètres.	55
Tableau 34:Calcul des prix d'amortissement.....	56
Tableau 35:Calcul des frais d'exploitation.	57
Tableau 36 :Calcul du bilan total des frais.	57
Tableau 37 Choix de Nombre de pompes de secours.....	58
Tableau 37 : Variantes pour le choix du nombre de pompes.....	58
Tableau 39 Choix de Nombre de pompes de secours.....	60
Tableau 40 : Variantes pour le choix du nombre de pompes.....	61
Tableau 41 : les calculs hydraulique du réseau de distribution	64
Tableau 42 : Calcul Récapitulatif et vérification des pressions à la borne de distribution : ...	77
Tableau 43 Calcul des volumes des travaux de terrassement.....	87
Tableau 44 : Estimation des frais des travaux de terrassement	89
Tableau 45 : Estimation du coût des travaux de terrassement.	90
Tableau 46 :Estimation du cout des bornes d'irrigation.	90
Tableau 47 : Devis estimatif du réservoir de stockage	91
Tableau 48 : Budget estimatif total.....	91

Liste des planches

- ✓ La ligne d'irrigation principale
- ✓ Profil en long de la conduite d'adduction en refoulement
- ✓ Profil en long de la conduite bassin de stockage vers station en tête
- ✓ Plan du réseaux goutte à goutte
- ✓ Plan de situation du périmètre BOUFARIK (W. BLIDA)

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'agronomie joue un rôle central dans la Wilaya de BLIDA, ayant un impact majeur tant sur les plans économique, social qu'environnemental. Grâce à la diversité et à l'abondance de ses terres cultivables, la région possède un potentiel agricole considérable. L'agriculture constitue ainsi un secteur clé, générant des emplois et des revenus essentiels pour la population locale, et contribuant de manière significative au développement socio-économique de la région.

Cependant, les bienfaits de l'agriculture ne se limitent pas à la production de ressources. Elle intervient également dans la préservation de l'environnement. Les pratiques agricoles durables sont cruciales pour réduire les effets négatifs sur les sols, les eaux souterraines et la biodiversité, tout en limitant les risques d'érosion et de dégradation de la qualité des sols.

Dans ce cadre, notre étude porte sur le dimensionnement d'un périmètre d'irrigation situé à BEN CHAABANE, dans la Wilaya de BLIDA, s'étendant sur une surface de 143 hectares, et alimenté par la station d'épuration de BOUFARIK. L'objectif principal est d'optimiser l'utilisation de la ressource en eau, tout en assurant un développement agricole durable dans cette région.

L'approche adoptée s'inspire des meilleures pratiques observées dans des projets similaires. Dans un premier temps, nous présenterons la zone d'étude, en réalisant une analyse approfondie des paramètres climatiques, accompagnée d'une étude hydrologique. Nous examinerons aussi les caractéristiques physico-chimiques des sols et leur aptitude à la culture, ainsi que la qualité des eaux disponibles. De plus, nous déterminerons les besoins en eau des cultures, en tenant compte des débits nécessaires et de la quantité d'eau requise pour l'irrigation.

La deuxième partie de l'étude sera axée sur l'aspect technique du projet, avec le dimensionnement des bornes, des réseaux d'adduction et de distribution d'eau, en vue d'assurer une gestion optimale de la ressource sur l'ensemble du périmètre. L'objectif est de concevoir un réseau d'irrigation performant, visant à améliorer le rendement des cultures. Enfin, un chapitre sera consacré à l'évaluation du coût global du projet d'irrigation, à travers une analyse technico-économique.

À travers cette étude, nous ambitionnons de contribuer au développement durable de l'agriculture dans la Wilaya de BLIDA, en optimisant l'utilisation des ressources en eau tout en préservant l'environnement. Notre démarche s'inscrit dans une vision responsable de l'agriculture, visant à maximiser les bénéfices pour la société et l'écosystème local.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1.Introduction

Dans cette section, nous allons examiner en profondeur le périmètre d'étude consacré à l'irrigation. Ce chapitre est essentiel pour comprendre et mettre en œuvre un projet d'irrigation efficace. Nous visons à décrire en détail le périmètre choisi pour notre étude, en soulignant ses caractéristiques géographiques, ses spécificités géologiques, ses conditions climatiques et d'autres aspects pertinents. En appréhendant pleinement le contexte et les paramètres de notre zone d'étude, nous serons en mesure de développer des solutions adaptées.

I.2.Présentation du périmètre

Le périmètre de Boufarik fait partie du grand périmètre de METTIDJA. Il est situé dans la Wilaya de BLIDA, en aval de la station d'épuration de Ben CHAABANE sur la rive gauche de l'oued de TLATHA vers MEZAFRANE.

La surface nette du secteur BOUFARIK (3000ha) et j'ai choisis un périmètre d'une superficie de 143Ha pour l'irriguer, et il sera irrigué à partir de la Station d'Epuration de BEN CHAABANE, qui a une capacité de 60000 m³/J et irrigue plusieurs plaines de ce grand périmètre.



Figure N° 01 : Localisation de la zone d'étude par rapport à la carte d'état-major (W-BLIDA)

Groupeement SARL EL BAHDJA/SARL MATHE

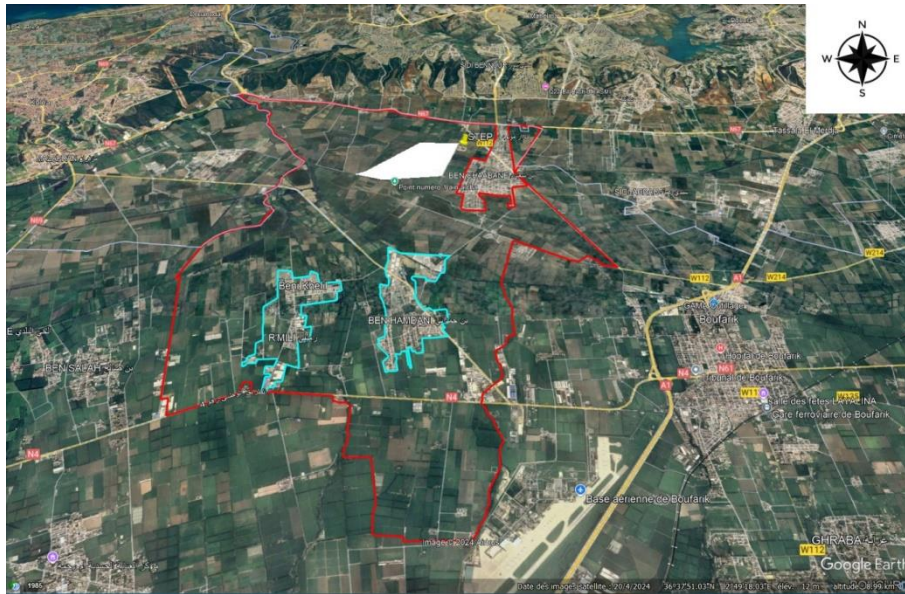


Figure N°2:Extrait d'une image satellitaire qui représente la délimitation de la zone d'étude du périmètre de BEN CHAABANE (02/07/2024)

Groupement SARL EL BAHDJA/SARL MATHE

- **Le blanc : le périmètre de BEN CHAABAN (143 ha)**
- **Le rouge : le grand périmètre de BOUFARIK (3000Ha)**
- **Le bleu : des villages**

I.2.1.Situation géographique de la zone d'étude

Orientée parallèlement au relief côtier dans une direction est-nord-est vers ouest-sud-ouest, la plaine de la Mitidja est limitée :

À l'est par l'oued BOUDOUAOU,

À l'ouest par l'oued Nador,

Au Nord par les collines du Sahel algérois,

Au Sud par l'ATLAS BLIDEEN.

Elle s'allonge d'Est en Ouest sur une centaine de kilomètres et s'étire sur une profondeur variant de 5 à 20 km.

L'altitude moyenne de cette plaine est de 50 m, elle présente une faible pente orientée vers la mer Méditerranée.

Elle est divisée en deux unités physiques :

La Basse Mitidja ou Mitidja Est

La Haute Mitidja ou Mitidja Ouest.

Ses sols fertiles bénéficient d'une température type méditerranéenne d'une pluviométrie suffisante. Grande plaine agricole, elle est consacrée à la culture des agrumes dans la partie orientale et à celle de la vigne dans la partie occidentale.

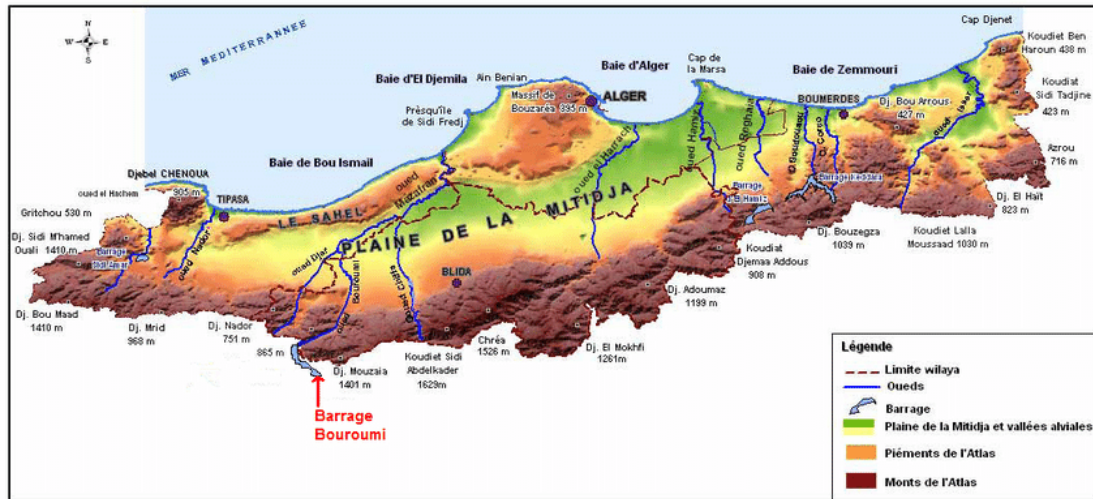


Figure 3 : Délimitations des zones au sein de Mitidja centrent. (Source ONID)

I.2.2. L'environnement actuel

Elle a été établie par l'ARNH (ex DEMRH) en 1973, dans le but d'étudier le contexte hydrogéologique de la plaine de la Mitidja, de comprendre et d'expliquer les mécanismes hydrodynamiques. D'autres travaux sous forme de synthèses ont abordé cette plaine notamment celles de la société Géo hydraulique (1968/1972), celle de Biennie et Partner (1983) et celle de la carte des ressources en eau souterraine du nord de l'Algérie (2009).

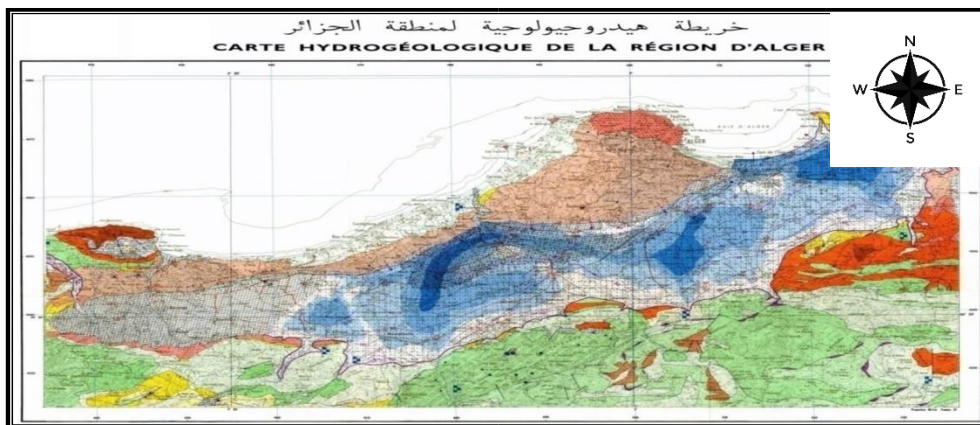


Figure 4 : Carte hydrogéologique de 1973 (ANRH)(1/25.000^e)

I.2.3. Températures :

Les températures jouent un grand rôle dans la détermination de la période de l'irrigation to comme les précipitations. Les paramètres climatiques de l'ONM de METTIDJA sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau 1 : L'évaporation moyenne mensuelle.

Mois	Jan	Fé	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc
Tmin(°C)	6.35	3,1	3,35	4,8	9,05	13,3	15,12	16,5	14,7	11,75	7,3	5,1
Tmax(°C)	20.2	26	27.4	29.1	34.1	37.32	37.7	41.5	36.7	34.2	31.7	24.8
Tmoy(°C)	11.6	14	15.3	16.9	21.5	25.31	26.41	29	25.7	22.98	18.3	14.1

Source : Meteologix Weather Analysis

Les mois les plus froids sont : Janvier et Février, où la température moyenne minimale varie entre 5C0 et 6°C ; les mois les plus chauds sont : Juin, Juillet, et Août, où la température moyenne maximale varie entre 27°C et 31°C

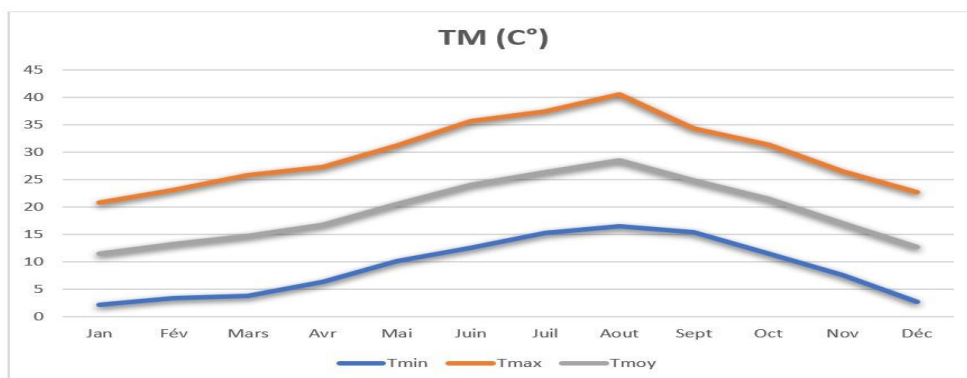


Figure5 : Répartition des températures moyennes annuelles en °C

I.2.4. Evapotranspiration potentielle (ETP)

L'évapotranspiration potentielle (ETP) a été calculée d'après la formule de Pen man modifiée avec un total annuel de l'ordre de 1450 mm Les estimations ont été faites à partir de la carte de l'évapotranspiration potentielle de l'Algérie (ANRH, 2002). Cette équation est basée sur le principe de la conservation de l'énergie en tenant compte de l'effet des quatre paramètres météorologiques : la température moyenne, l'ensoleillement, la vitesse du vent et l'humidité relative.

Tableau 2 : L'évaporation moyenne mensuelle.

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc
Evap (mm)	59	54.1	70.5	86.6	100.7	134.1	154.8	153.7	117.1	98	73.1	61.9

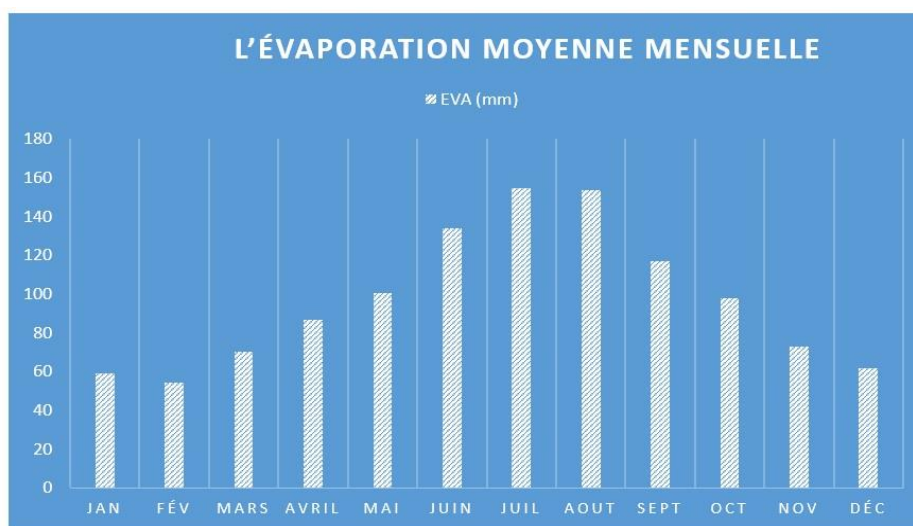


Figure 6 : Graphique de la moyenne mensuelle de l'évaporation

Source : ANRH 2018

I.2.5. Humidité relative

L'humidité de l'air est moyenne pendant toute l'année, avec des valeurs d'environ 80% en hiver et 70% en été (le matin et le soir). Les valeurs à midi sont d'environ : 57% en : Avril et Octobre, dont : 60% en été et 64% en hiver.

La répartition moyenne de l'humidité relative à METTIDJA est donnée par le tableau Suivant :

Tableau 3 : Moyenne mensuelle de l'humidité relative 1990-2018.

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Hr(%)	76.5	76.1	73	70.5	70.8	66.3	62	70.6	68,9	71	73.4	79.7

Source : ANRH 2018

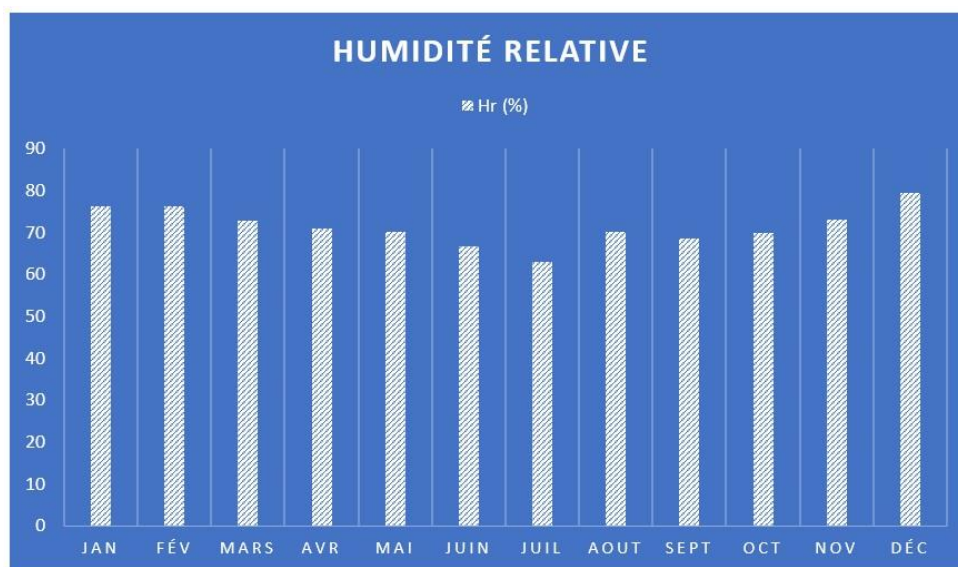


Figure7 : Graphique de la moyenne mensuelle d'humidité relative

(ONMA, 2018)

Office National de la Météorologie Alger

- Le mois le plus humide est le mois de décembre avec 79.7%.
- Le mois le moins humide est le mois de juillet avec 62%.

Le maximum d'humidité relative moyenne est observé en décembre et janvier ; le minimum aux mois de juillet et août.

I.2.6. Les vents

Les vents constituent un facteur exerçant une grande influence sur les cultures et les systèmes d'irrigation, bien que ces derniers transportent des masses d'air humide qui protègent les cultures des fortes évapotranspirations, sont généralement de directions : Nord-sud à Nord-ouest.

Quant aux vents secs, qui jouent le rôle inverse, ils sont de direction : Sud-nord pendant l'été et leur vitesse varie de 2,9 à 3,4m/s.

Tableau 4 : Moyenne mensuelle de la vitesse du vent.

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc
V (m/s)	3	3.1	2.9	3.1	2.8	3	3.2	3.1	2.5	2.3	2.5	3.7

Source : ONID 2018

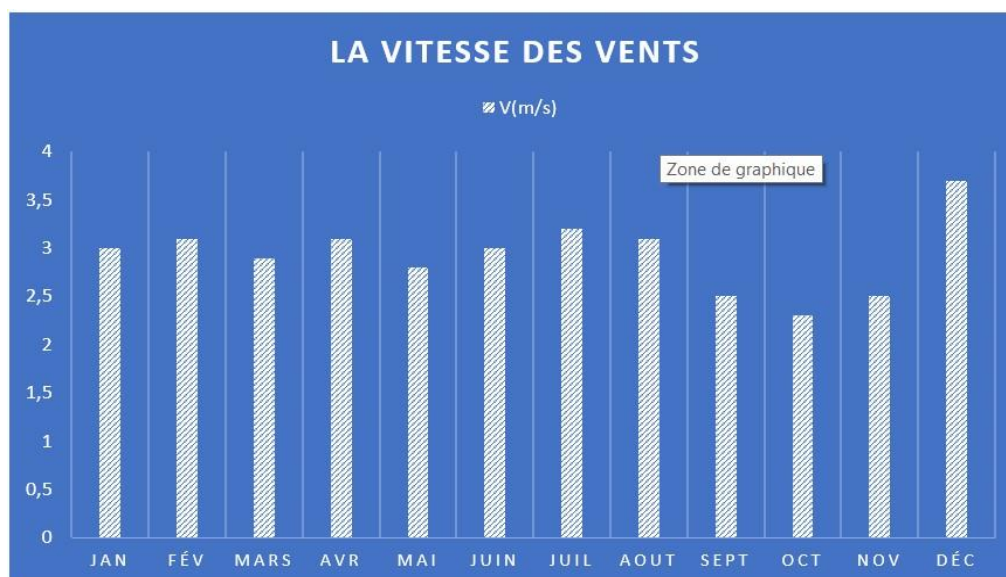


Figure 8 : Graphique Vitesse moyenne mensuelle des vents

Le sirocco est fréquent dans la zone d'étude, il se manifeste de Mai à Septembre, ce vent sec et chaud peut causer aux cultures des dégâts importants par l'élévation brutale des températures. Les diverses valeurs observées sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 5 : Valeurs moyennes du nombre de jours de sirocco (Source Seltzer, 2018)

Station	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D	Année
Blida	0,3	0,3	0,9	1,2	1,6	3,2	4,8	1,7	1,3	0,8	0,1	0,1	16,3

Source : ONM

Pour cette station le maximum de nombre de jours de sirocco est atteint en période estivale (surtout pendant les mois de Juin et Juillet).

I.2.7. L'insolation

Le nombre d'heures d'ensoleillement dans la région est élevé ; les chiffres correspondant à Alger montrent un ensoleillement annuel moyen de 2.800 heures, soit 65% de l'ensoleillement maximal possible. Ce phénomène est très important notamment de Juin à Août, il dépasse 9heures/jours.

Tableau 6 : La moyenne d'insolation 1990-2018.

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc
Insolation Moy (Heures)	4,45	6.1	7,1	7.66	9.67	10.15	11.35	10.65	9.22	7.03	5.15	4.18

Source : ANRH 2018

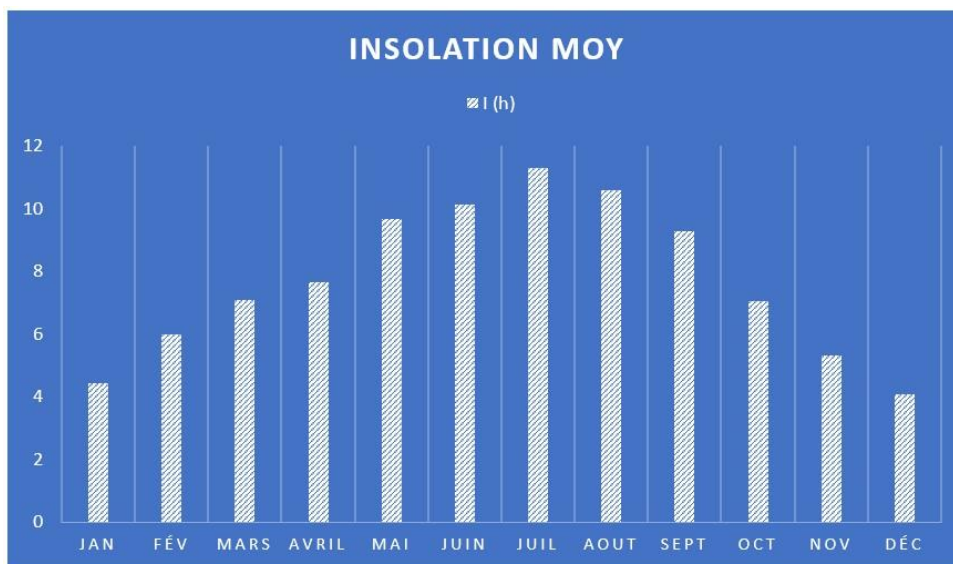


Figure 9 : Graphique de la moyenne d'insolation.

I.3.Conclusion

Ce chapitre vise à définir la zone d'étude, qui s'étend sur 143 hectares, et à présenter sa situation géographique. Nous avons également mené une analyse climatologique en tenant compte des divers facteurs naturels influençant le climat de la région. Nos constatations révèlent que la région présente un climat semi-humide. La saison des pluies débute en novembre et se poursuit jusqu'à la mi-avril. À partir de la fin avril et jusqu'en octobre, l'irrigation devient essentielle, surtout lorsque la température moyenne atteint son pic en août, avec un maximum de 41°C.. La moyenne pluviométrique dans la région varie entre 565 mm, 543 mm à BOUFARIK

Chapitre II :
Ressources en sol et en eau

II.1. introduction :

Ce chapitre examine en profondeur l'analyse des ressources en sols dans le cadre de notre projet d'irrigation. Nous aborderons les spécificités de la composition du sol, éléments essentiels pour le succès de tout système d'irrigation. En analysant les méthodes d'évaluation les plus pertinentes et les facteurs clés pour une gestion efficace des ressources, nous élaborerons une approche stratégique visant à maximiser les rendements agricoles tout en assurant la durabilité environnementale.

II.2 Ressources en sol :

La réalisation d'un système de drainage nécessite une étude pédologique pour nous permettre d'avoir les caractéristiques de la zone d'étude.

II.2.1 Classification des sols de la Mitidja Centre :

Selon la classification CPSC (Consumer Product Safety Commission) , les sols de la plaine de la Mitidja se définissent en 5 classes : (Annexe 3)

- **Les sols à sesquioxydes de fer** : qui sont courants dans la région de climat méditerranéen, présentent un profil ABC et se caractérisent par leur couleur rouge. Cette classe de sols occupe une superficie considérable.
- **Sols peu évolués** : Sont de profil AC, reposent sur un matériau fragmenté mais peu altéré.
- **Sols Calc magnésiques** : couvrent une faible superficie, son profil est A, ces sols sont saturés à plus de 90% par le calcium et le magnésium, ce qui les distingue par leur composition physico-chimique riche en alcalino-terreux.
- **Sols hydromorphes** : ce sont des sols dont les caractères sont liés à une évolution dominée par l'effet d'un excès d'eau, cet excès d'eau peut être dû, soit à la présence ou à la montée de la nappe phréatique ou encore du défaut d'infiltration des eaux de pluie.
- **Les sols minéraux bruts** : se trouvent sur des roches qui n'ont pas subi d'évolution pédologique significative. Cependant, la fragmentation et la distribution mécanique du matériau peuvent être marquées.

II.3 Les caractéristiques physiques des sols :

Le sol présente des divers paramètres physiques mesurables qui dépendent souvent de sa structure et de sa texture.

II.3.1 Le profil pédologique :

La classification et la caractérisation du sol sont le résultat de l'étude des différentes caractéristiques physico-chimiques et hydrodynamique du profil à savoir :

Structure, texture, solution du sol ...

Horizon A: 0 à 30 cm 7 couleur 7.5 YR 5/2

Horizon B: 30 à 60 cm 7 couleur 7.5 YR 6/6

Horizon c: 60 à 90 cm 7 couleur 7.5 YR 6/2

II.3.2

Etude granulométrique :

L'étude granulométrique permet de savoir la texture du sol, les analyses granulométriques du profil pédologique sont présentées sur le **tableau 8**:

Et avec : CE < 4 mm ho/cm le sol est non Salin.

CE > 4 mm ho/cm le sol est Salin.

Tableau 7 : Étude de la distribution granulométrique du profil pédologique.

Profond.(cm)	0-30	30-60	60-90
Argile (%)	33.2	11.74	31.36
Limon (%)	43.51	32.19	56.1
Sable (%)	23.29	56.1	20.33
Texture	Limono – argilo-sableux	Sablo- limono- argilo	Limono- argilo- sableux
CE(μ S/cm)	0.25	0.12	0.15

Source : ANRH

D'après le tableau, on conclut que notre sol à une texture limono-argileuse.

II.3.3 Propriétés physiques du sol :

Les différentes propriétés physiques du sol sur des différentes profondeurs sont présentées dans le **tableau 8**.

Tableau 8 : Caractéristiques physiques du sol.

Profondeur (cm)	0-30	30-60	60-90
Densité réelle	2.6	2.31	2.6
Densité apparente	1.43	1.26	1.43
Porosité	5.1	4.5	4.3
La vitesse d'infiltration (m/s)	7.2×10^{-6}	5.1×10^{-6}	7.3×10^{-6}

La vitesse d'infiltration indique que notre zone possède un sol perméable.

II.4 Analyse des paramètres hydrodynamiques :

A partir des résultats de l'analyse granulométrique de notre sol de la parcelle d'étude, les paramètres hydrodynamiques sont représentés dans le **tableau 9** suivant.

Tableau 9 : Caractéristiques hydrodynamiques du profil pédologique.

Caractéristiques	Hcc(%)	Hpf	RU
Horizon (cm)			
0-30	23	13	130
30-60	17	11	110
60-90	23	13	130

Source :ANRH

HPF: Humidité au point de flétrissement.

Hcc: Humidité à la capacité au champ.

RU: Réserve utile.

II.4.1 ESP : Il y a plusieurs formules reliant le SAR avec le ESP comme la formule ‘‘USSL ‘‘ et ‘‘USDA 1954’’ et leurs graphes combinés :

Avec :

Si $ESP < 15\%$ le sol est non Alcalin.

Si $ESP > 15\%$ le sol est Alcalin.

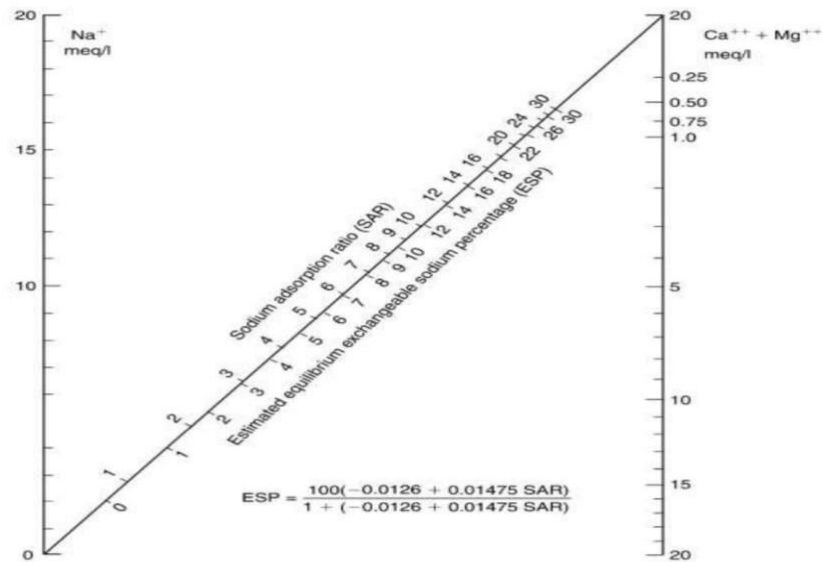


Figure 10 : Relation expérimentale entre SAR – ESP (USDA, 1954)

Le SAR= 1.75 donc l'ESP du sol sera ESP= 1.75% et avec CE < 4mmho/cm, on peut déduire que le sol est non Salin-non Alcalin selon le **tableau 10** suivant :

Tableau 10 : Classification des sols selon CE et ESP.

	CE (mm ho/cm)	ESP
Sol non Salin non Alcalin	< 4	< 15
Sol non Salin Alcalin	< 4	> 15
Sol Salin non Alcalin	> 4	< 15
Sol Salin Alcalin	>4	> 15

II.5 Piézométrie de la nappe :

II.5.1 Aperçu sur la nappe de Mitidja :

La plaine de Mitidja est une grande plaine côtière qui s'étend vers le nord jusqu'à la limite des dépôts alluvionnaires quaternaires et vers le sud jusqu'au point de contact entre ces dépôts alluvionnaires quaternaires et les formations géologiques plus anciennes de l'Atlas Blidéen. Cette plaine est caractérisée par la présence de deux couches aquifères distinctes :

- Les grès astien, d'une épaisseur d'environ 100m, qui affleurent essentiellement sur les collines du Sahel.

- Les alluvions du Quaternaire, qui affleurent sur la majeure partie de la plaine. Leurs épaisseurs peuvent dépasser 200 m au centre du bassin et diminuent vers l'est avant de disparaître totalement, au môle de BLIDA.

Dans cette étude on s'intéressera au comportement hydrodynamique de la nappe de l'aquifère des formations Alluvionnaires du Quaternaire qui représente la principale ressource en eau souterraine et on étudiera principalement la piézométrie durant la période de Mai 2017.

II.5.2 Inventaire des points d'eau :

Les points d'eau retenus sont répartis presque sur toute la zone d'étude, on a pu inventorier 27

Points d'eau dans la nappe des formations Quaternaire **Figure 11 :**

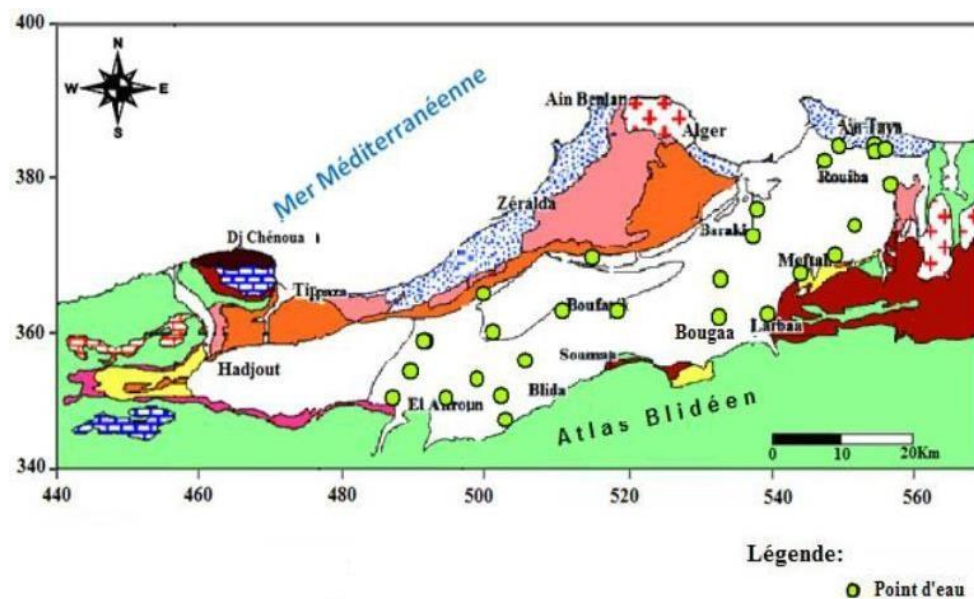


Figure 11 : Carte d'inventaire des points d'eau

La nappe de Mitidja représente la principale ressource en eau souterraine, elle est considérée comme un réservoir le plus riche, alimentée que par les eaux de pluies au niveau des affluents elle contient une nappe libre.

II.5.3 Etude piézométrique :

L'établissement des cartes piézométrique s'est basé sur le traitement des données par le logiciel (ArcGis10.2.2). Les niveaux piézométriques mesurés ont permis de tracer la carte piézométrique pour la période Mai 2017. (**Figure 12**)

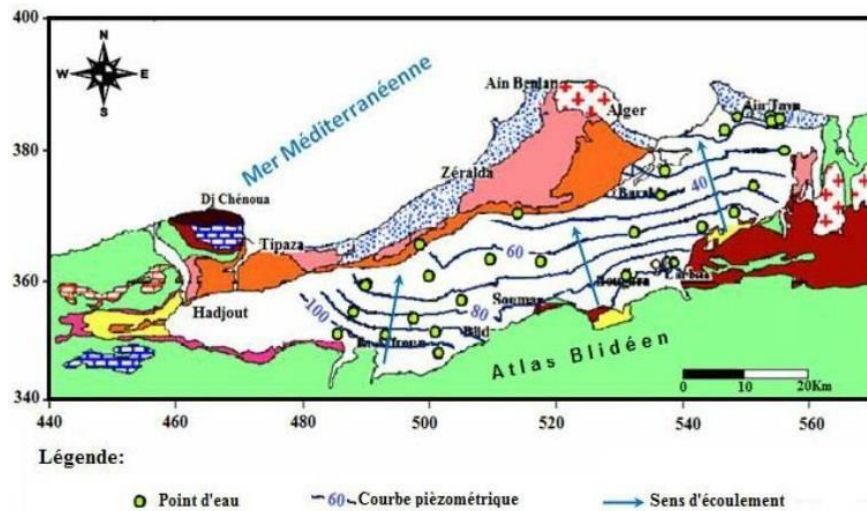


Figure 12 : Carte piézométrique de la période mai 2017

L'observation de la carte piézométrique permet d'analyser le comportement hydrodynamique de la nappe alluviale de la Mitidja centre et montre un écoulement des eaux de la nappe à partir des massifs de l'Atlas BLIDEEN au Sud vers la mer méditerranéenne au Nord. La pente moyenne de la nappe est de 0,1% dans la plaine et augmente en allant vers la bordure sud (Piémont de l'Atlas BLIDEEN), les gradients hydrauliques sont généralement d'orientation SUDNORD. Les courbes iso pièzes, parallèles à l'Atlas en amont, s'incurvent vers l'aval pour mettre en évidence la convergence des écoulements vers les champs de captage.

II.6 Ressources en eau :

Le périmètre à étudier fait partie de Mitidja centre. L'alimentation de périmètre est assurée par la station d'épuration de BOUFARIK.

II.6.1. la station d'épuration de BOUFARIK :



Figures 13 et 14 : la station d'épuration de BOUFARIK
Office National de l'Assainissement Officiel D.G

La station d'épuration des eaux usées de BOUFARIK est entrée en service en cette fin d'année 2019.

Avec une capacité de 375 000 EH et un Volume d'eaux usées à traiter de 60 000 m³/j, cette station de type boues activées à moyenne charge s'étend sur une Superficie de 06 Ha.

Cet ouvrage permettra d'acheminer l'ensemble des rejets des 07 communes vers la station d'épuration et d'éliminer tous les émissaires naturels par la collecte et le raccordement de tous les rejets d'eaux usées des agglomérations de BOUFARIK, BENKHELLIL, SOUMAA, GUERROUAOU, BENI TAMOU, OUED ALLEUG ET BOUINANE.

Elle a également pour rôle la protection de la nappe phréatique de la Mitidja et les forges de la région contre une éventuelle contamination et la préservation de la population contre des maladies à transmission hydrique.

Les eaux épurées et les boues issues du traitement seront réutilisées dans le domaine agricole.

Le tableau suivant présente les caractéristiques générales de la station de traitement

Des eaux usées de ville de Boufarik :

Tableau 11 : Caractéristiques générales de la station d'épuration de BOUFARIK « BEN-CHAABANE (OTV – 2021) »

Nom	Station d'épuration de la ville de Boufarik
Adresse	BEN-CHAABANE chef-lieu BEN-KHELIL
Maitre d'ouvrage /Exploitant	OTV Veolia
Année de la mise en route	Fin 2019
Type de réseau	Unitaire
Nature d'effluents	Domestiques et Industriels
Capacité nominale	375 000 Eq.H
Débit moyen journalier	60 000 m³/J à l'horizon de 2030
Débit moyen horaire	2500 m³/h à l'horizon 2030
Débit de pointe en temps sec	4000 m³/J
Débit de pointe en temps de pluie	6000 m³/J

II.7 La qualité de l'eau d'irrigation :

La qualité de l'eau utilisée pour l'irrigation joue un rôle crucial dans le rendement des cultures. Elle est évaluée grâce à une analyse chimique effectuée en laboratoire. Les principaux facteurs qui sont pris en compte lors de cette analyse sont les suivants :

- Conductivité électrique.
- Degré d'Adsorption du Sodium ou (SAR).
- PH.

- RSC.
- Toxicité.

Les résultats des prélèvements sont dans le **tableau 12** suivant :

Tableau 12 : Propriétés physico-chimiques de l'eau retenue du barrage de Douéra.

Nom Station	Ca ²⁺ (mg/l)	Mg ²⁺ (mg/l)	Na ⁺ (mg/l)	Conductivité (µs/cm)	pH	K ⁺	NO ₃ ⁻
Barrage	95	44	22	0,38	8	2.3	0.2
Douéra	65	39	22	0,38	8.1	2.1	0.17

Source : ANRH Alger

II.7.1 SAR :

La qualité des eaux d'une nappe pour l'irrigation est évaluée par un coefficient appelé SAR, sa formule est :

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

Tableau 13 : Classification des eaux en se basant sur le SAR.

Classe	SAR	Risque d'alcalinisation
S1	Moins de 10	Risque faible
S2	10 à 18	Risque moyen
S3	18 à 26	Risque élevé
S4	Plus de 26	Risque très élevé

D'après les valeurs du **tableau 13** et les analyses physico-chimiques de l'eau SAR= 2.75 < 10, on constate qu'il n'y a pas de risque de sodicité dans les eaux de barrage de DOUERA.

II.7.2 La conductivité électrique :

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

Tableau 14 : Classification des eaux en se basant sur la (CE)

Classe	Conductivité électrique (CE) (mmho/cm)	Risque de salinité
C1	Moins de 0,25	Risque faible
C2	0,25 à 0,75	Risque moyen
C3	0,75 à 2,25	Risque élevée
C4	Plus de 2,25	Risque très élevée

En comparant les valeurs de (CE) obtenues dans les analyses physico-chimiques 0,38 et les valeurs du **Tableau 14** on peut dire que l'eau est de bonne qualité pour l'irrigation et ne présente pas de risques majeurs de salinité pour les cultures et les sols.

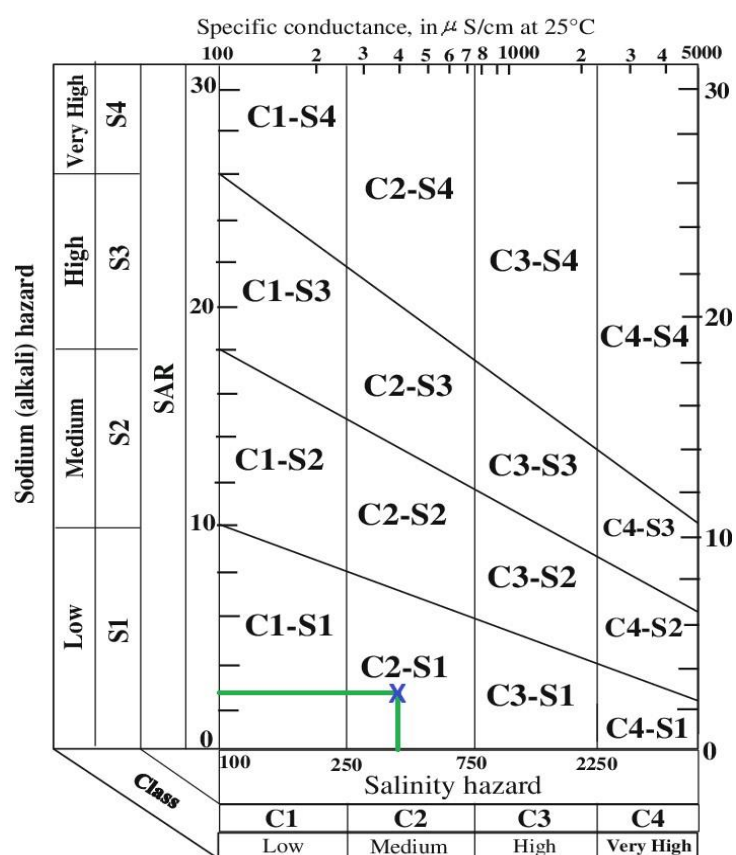


Figure 15 : Graphique de catégorisation des eaux pour l'irrigation.

II.7.3 Résidu sec en carbonate (RSC) :

Ce paramètre sert à indiquer la présence de sodium lié aux carbonates et nous donne une idée sur le risque de la présence de ce dernier. Sa formule est :

$$RSC = (CO_3^{2-} + HCO_3^-) - (Ca^{2+} + Mg^{2+}) \text{ en méq/l(II.3)}$$

Avec :

	NUL	Léger à modéré	Sévère
RSC	< 1,25	1.25 – 2.5	>2,5

II.7.4 PH

Le pH ou le potentiel d'hydrogène permet de mesurer l'acidité ou la basicité d'une solution.

II.7.5 Toxicité

Les ions comme NO_3^- et K^+ ont une concentration < 3 donc il n'y a pas de risques de toxicité.

Donc la classe de l'eau est **(C2 S1)**, d'après le Diagramme de classification des eaux d'irrigation. Le risque d'alcalinité est faible $SAR = 2.75$ et le risque de salinité est

moyen $CE = 0,38 \text{ mmhos/cm}$, donc un léger lessivage sera suffisant. $PH = 8$, l'absence des risques de toxicité par des ions existants.

II.8 Conclusion :

Classe : Sols Calc magnésiques

Sous-Classe : Sols Carbonatés

Groupe : Sol Brun Calcaire

L'étude agro pédologique du périmètre de Boufarik, nous a permis de connaître les caractéristiques physico chimiques des sols de la région. Sur la base des paramètres abordés, nous avons pu déterminer leurs aptitudes aux différentes cultures en irrigué. Nous avons aussi, recensé les problèmes de mise en valeur et les travaux d'aménagement à entreprendre.

La superficie des sols aptes à l'irrigation s'élève à : **3 765.71 hectares**. Les sols les plus représentatifs sont les sols peu évolués d'apport alluvial.

CHAPITRE III :
HYDROLOGIE

III.1. Introduction :

L'étude hydrologique constitue une étape cruciale pour déterminer les années de précipitations en étudiant les données pluviométriques, un aspect fondamental en hydrologie. Cette analyse a pour objectif principal de mesurer la quantité d'eau de pluie reçue par un bassin versant spécifique.

III.2 Traitement des données pluviométriques :

Une analyse statistique doit être effectuée sur la base des enregistrements pluviométriques sur une longue période. On doit :

- Tester l'homogénéité de la série pluviométrique.
- L'étude fréquentielle de la série pluviométrique par des lois statistiques.
- Détermination de l'année de calcul.

III.2.2 Présentation de la série pluviométrique :

Les pluviométries moyennes mensuelles sur une période d'observation de 31 ans 1990 - 2020 à la station de SOUMAA sont représentés sur la **figure 18** suivante :

Code de Station : 021234
Nom de Station : SOUMAA
X : 517,45
Y : 355.9
Z : 177

Figure 16 : Identification de la station météorologique de SOUMAA.

Tableau 15 : Précipitation moyenne mensuelle enregistrée par ANRH 1990 – 2020.

Années	Sept	Oct.	Nov.	Déc	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
1990	33	47	130	34.7	37.5	59.4	74	40.5	45.4	11.9	0	0	513.7
1991	71.5	10.9	36	277.2	12.4	20.8	48.5	130	18	18.9	2.2	0	646.6
1992	6.2	18.2	47.9	7.4	51.1	0	66.1	53.9	135	2.1	30.1	0	418.4
1993	0.8	44.6	30.5	106.3	96.2	127.4	95.4	23.8	33	0.6	0	0	558.6
1994	4.9	179.1	9.7	4.6	213.7	27.2	117.3	142	105	20.5	3.7	0	827.9
1995	9.5	72.4	111	113.8	36.6	50	24.4	82.4	89.5	0	0.2	0	590.1
1996	19.9	28.6	107	78.5	152.7	73.5	0.3	96.6	0.4	0	0.1	0	557.6
1997	9.5	102.2	39.4	61.9	230.5	61.8	133.5	16.8	1.3	16.4	0	14	687.3
1998	16.3	30.3	39.9	22.5	99.5	182.7	31.3	231	40.3	13.1	2.4	0.1	708.8
1999	52.2	38.5	4	9.7	14.8	23.1	6.7	86.6	19.5	2	1.6	16.1	274.8
2000	31.6	68.3	120	94.1	36.7	50.8	53.8	90.1	173	0	0	13.8	732
2001	18.5	30.2	126	62	156	108	76.7	13.3	2.4	5.6	0	1.7	600
2002	21.2	21.1	89.7	188	10.8	1.5	22.6	34.7	34.1	0.3	2.4	0	426.4
2003	3.7	36.8	72.7	38.9	154.5	59.4	1.3	42.3	17.8	0	0	1	428.4
2004	14.6	9.7	48.8	53.4	37.4	16.4	50.1	37.6	23.3	0.5	6.4	46.4	344.6
2005	30.9	42.9	159	169.1	199.9	147.1	22.4	122	41.7	15.8	1.2	2.5	954.3
2006	54.3	32.5	59.5	129.1	90.9	48	65.3	70.6	117	3.4	8.4	0	678.8
2007	11.5	40.1	85.6	119.4	94.5	134.3	46.8	34.1	6.8	0	0	0.9	574
2008	50.2	131.9	111	150.3	167.2	20.4	65.5	83.1	28.7	0.3	1.7	1.3	811.7
2009	86.2	8.9	100	130.8	67.2	92.1	122.8	53.8	30.8	20.9	0	35.8	748.8
2010	5.5	80.2	122	74.1	92.4	140.6	35.3	100	123	15.8	0	2	790.8
2011	11.9	85.1	85.6	68.8	52	220.6	132.4	152	34.4	0	0	24	867.3
2012	8.5	44.6	111	22.4	133.3	107.7	66.4	103	170	1.5	0.4	23.5	793.5
2013	12.2	16.2	148.3	95.7	74.7	63.4	109.9	2	14.4	51.5	0	0	588.3
2014	34.8	33.3	54.2	156	118.7	86.3	96.7	0	21.1	9	0	0	610.1
2015	30.2	98.7	71.3	0	77.3	73.4	162	80	32.1	0	1.5	0	626.5
2016	11.5	6.4	77.9	149.5	308.6	22.5	47.5	19.8	2.5	6.8	0	34.2	687.2
2017	23.6	27	136.2	123.9	35.3	98.7	130.3	171	82	54.5	0	0	882.2
2018	28.3	84.2	120.3	108.5	144.3	27.5	45	59.9	36.1	1	0	5.7	660.8
2019	27	35	93	30.6	80.3	60.4	42.1	54.3	20.3	0	3	3.2	449.2
2020	40	64.2	120	180	90	54.3	63	83	41.2	2.3	7.5	9	754.5
Moy	30.73	51.69	104.2	102.12	90.92	63.54	58.18	67.4	35.5	2.55	4.85	6.57	

III.3 Étude statistique des précipitations :

III.3.1 Étude de l'homogénéisation de la série pluviométrique:

Avant d'analyser une série pluviométrique, il faut vérifier d'abord l'homogénéité de la série.

A l'effet de l'existence de plusieurs tests, on peut citer le test de **WILCOXON**, le principe se base sur :

Classer la série pluviométrique d'origine : Tout d'abord, vous devez classer la série de données pluviométriques par ordre croissant.

- Attribuer un rang à chaque valeur : Ensuite, vous attribuez un rang à chaque valeur de la série pluviométrique ordonnée.
- Préciser à quelles sous-séries elles appartiennent : On divise la série complète en deux sous séries (x et y) dans vos données pluviométriques tel que : N1 et N2, représentent respectivement les tailles de ces deux sous séries, avec : $N2 > N1$.

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

Avec : **Wmin** < **Wx** < **Wmax**

W x : Somme des rangs de sous séries des Xi

$$W_{\max} = [(N1 + N2 + 1).N1 - W_{\min}] \dots\dots\dots(III.1)$$

$$\text{Et : } W_{\min} = \left(\frac{(N1+N2+1)N1-1}{2} - 1.96 \left(\frac{N1N2(N1+N2+1)}{12} \right)^{1/2} \right) \dots\dots\dots(III.2)$$

Le test de WILCOXON pour la station météorologique de SOUMAA est sur le **tableau 16** suivant :

Tableau 16 : Test de WILCOXON pour la station météorologique de SOUMAA.

série d'origine (mm)	série X	Séries Y	(X U Y) (Ordre croissant)	Série d'origine	Rang
513.7	513.7	426.4	274.8	X	1
646.6	646.6	428.4	344.6	Y	2
418.4	418.4	344.6	418.4	X	3
558.6	558.6	954.3	426.4	Y	4
827.9	827.9	678.8	428.4	Y	5
590.1	590.1	574	449.2	Y	6
557.6	557.6	811.7	513.7	X	7
687.3	687.3	748.8	557.6	X	8
708.8	708.8	790.8	558.6	Y	9
274.8	274.8	867.3	574	Y	10
732	732	793.5	588.3	Y	11
600	600	588.3	590.1	X	12
426.4		610.1	600	X	13
428.4		626.5	610.1	Y	14
344.6		687.2	626.5	Y	15
954.3		882.4	646.6	X	16
678.8		660.8	660.8	Y	17
574		449.2	678.8	Y	18
811.7		754.5	687.2	Y	19
748.8			687.3	X	20
790.8			708.8	X	21
867.3			732	X	22
793.5			748.8	Y	23
588.3			754.5	Y	24
610.1			790.8	Y	25
626.5			793.5	Y	26
687.2			811.7	Y	27
882.4			827.9	X	28
660.8			867.3	Y	29
449.2			882.4	Y	30
754.5			954.3	Y	31

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

N1	N2	W min	W x	W max
12	19	143.17	151	216.83

$$143.17 < W_x < 216.83$$

La condition de WILCOXON est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelles de la station de SOUMAA est homogène.

III.4 Étude de l'échantillon et choix de la loi d'ajustement :

Les séries pluviométriques peuvent être ajustées par de nombreuses lois statistiques, pour notre projet on utilise la loi de Gauss ou loi normale qui garantit le meilleur ajustement possible. Cette distribution est caractérisée par une courbe en forme de cloche symétrique et est souvent utilisée car elle présente plusieurs avantages

III.4.1 Ajustement à la loi normale (Gauss) :

La méthode de Gauss consiste à :

- Classer les valeurs des précipitations annuelles par ordre croissant.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- Classer les fréquences des valeurs observées par la formule :

$$F(x) = \frac{n-0.5}{N} \text{ Avec : } \mathbf{n} : \text{Numéro d'ordre}$$

$\mathbf{N}$: nombre d'années observées

- Calculer la moyenne arithmétique :

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n}$$

- Calculer l'écart type :

$$s = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}$$

- Calculer la variable réduite de Gauss :

$$U = \frac{X - \bar{X}}{s}$$

- Calculer les caractéristiques empiriques : ($\bar{X}$; s ; C_v ; $C_s = 0$).
- L'équation de la droite de Henry sur papier de probabilité gaussien :

$$X_p \% = \bar{X} + s * U_p \%$$

Avec:

X_p : Précipitations de probabilité $p\%$

U_p : variable réduite de Gauss

$\bar{X}$: Moyenne arithmétique

Δ : Ecart type

Remarque : les calculs suivants ont été fait à l'aide des logiciels hydrauliques **HYFRAN**.

Station : SOUMAA

Résultats de l'ajustement Normale (Gauss)

Nombre d'observations : 31

Paramètres :

Mu : 640.47

Sigma : 164.677

Quantiles : $q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)

$T = 1 / (1 - q)$

Tableau 17 : L'ajustement par la loi de Gauss (loi normal).

Nombre d'observation : 31				
Paramètres				
Moyenne (μ)	640.47			
Ecart type (δ)	164.677			
T	q	XT	Ecart-type	Int. de confiance (95%)
10000	0.9999	1250	83.9	1080-1410
2000	0.9995	1180	75.5	1030-1320
1000	0.9990	1140	71.6	1000-1280
200	0.9950	1060	61.8	939-1180
100	0.9900	1020	57.3	907-1130
50	0.9800	975	52.4	872-1080
20	0.9500	908	45.5	818-997
10	0.9000	848	39.9	770-926
5	0.8000	776	34.3	709-843
3	0.6667	709	30.8	649-769
2	0.5000	638	29.4	581-696
1.4286	0.3000	553	31.4	491-614
1.2500	0.2000	501	34.3	434-568
1.1111	0.1000	429	39.9	350-507
1.0526	0.0500	369	45.5	280-459
1/0204	0.0200	302	52.4	200-405
1.0101	0.0100	258	57.3	146-370
1.0050	0.0050	217	61.8	95.8-338
1.0010	0.0010	133	71.6	-7.4-273
1.0005	0.0005	100	75.5	-47.8-248
1.0001	0.0001	30.1	83.9	-134-194

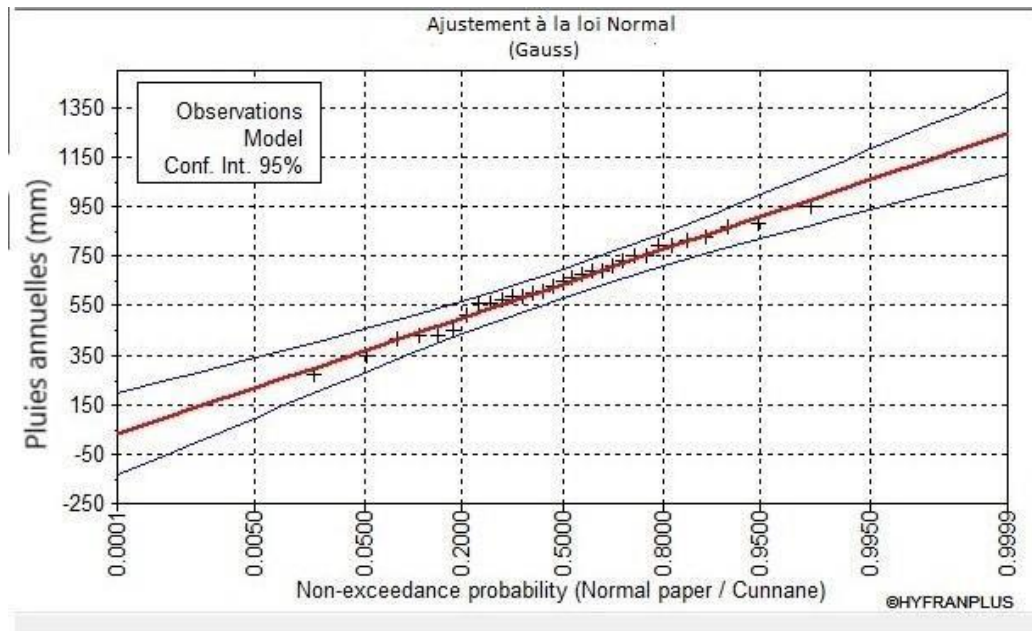


Figure 17 : Ajustement par la loi normale (HYFRAN)

III.4.2 Ajustement à la loi log normale :

La procédure d'ajustement selon la loi log-normale s'effectue de la manière suivante :

- Les données statistiques des précipitations sont transformées vers l'échelle de la distribution log-normale.
- L'équation de Galton est comme suit :

$$\ln(Xp\%) = \ln(\bar{X}) + \delta \ln \quad * Up\%$$

Avec :

Xp% : précipitation estimée à un taux de P%.

Ln(X) : Moyenne des logarithmes des précipitations enregistrées.

Tableau 18 : L'ajustement par la loi de Galton (log normale).

Nombre d'observation : 31				
Paramètres				
Moyenne (μ)	6.42259			
Ecart type (δ)	0.286653			
T	q	XT	Ecart-type	Int. de confiance (95%)
10000	0.9999	1790	263	1270 - 2300
2000	0.9995	1580	209	1170 - 1990
1000	0.9990	1490	187	1130 - 1860
200	0.9950	1290	140	1010 - 1560
100	0.9900	1200	120	964 - 1440
50	0.9800	1110	102	910 - 1310
20	0.9500	987	78.7	832 - 1140
10	0.9000	889	62.2	767 - 1010
5	0.8000	784	47.1	691 - 876
3	0.6667	696	37.5	623 - 770
2	0.5000	616	31.7	553 - 678
1.4286	0.3000	530	29.1	473 - 587
1.2500	0.2000	484	29.1	427 - 541
1.1111	0.1000	426	29.8	368 - 485
1.0526	0.0500	384	30.6	324 - 444
1/0204	0.0200	342	31.4	280 - 403
1.0101	0.0100	316	31.7	254 - 378
1.0050	0.0050	294	31.9	232 - 357
1.0010	0.0010	254	31.8	191 - 316
1.0005	0.0005	240	31.7	178 - 302
1.0001	0.0001	212	31.1	151 - 273

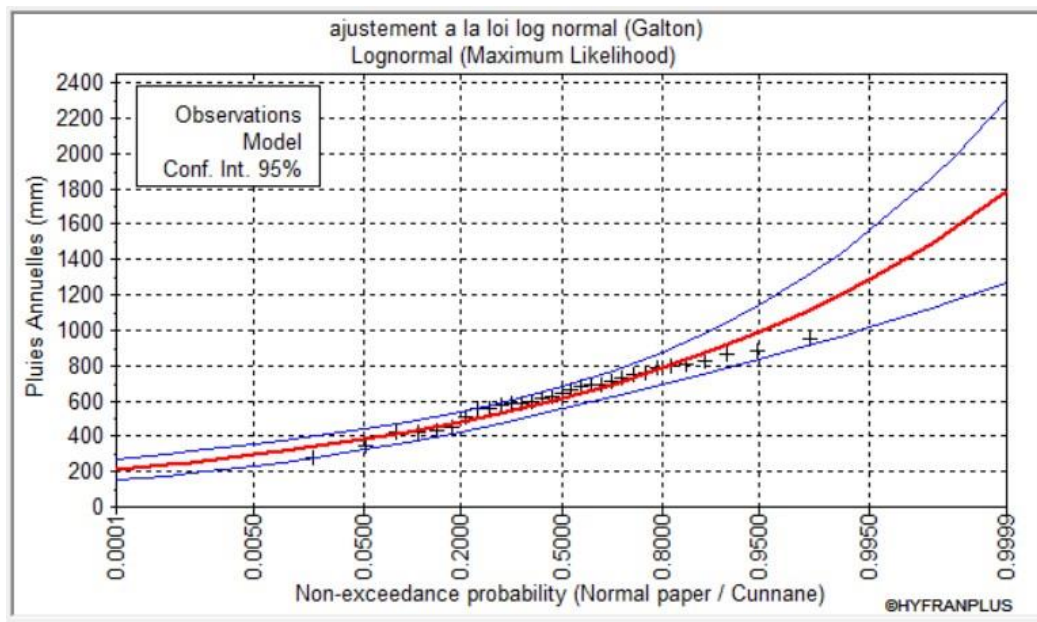


Figure 18 : Ajustement par la loi Log normale (HYFRAN)

III.4.3 Test de validité d'un ajustement :

III.6.3.1 Test de Khi carrée

Pour la validation de l'ajustement, il faut passer par un test de validation, en effet le test de Khi carrée est l'un des tests les plus couramment utilisés pour la validation de l'ajustement d'une distribution aux données observées.

A partir du logiciel HYFRAN on obtient les résultats suivants

Tableau 19 : Évaluation de l'adéquation de l'ajustement par le test du chi carré.

	Loi normale (Gauss)	Loi log normale (Galton)
χ^2 calculée	4.45	6.26
α	0.3483	0.1807
Gamma	4	4

L'ajustement sera validé sur une erreur de 0.05 si Khi^2 calculé < Khi^2 théorique, donc :

Khi^2 calculé = 4.45 ou 6.26 < Khi^2 théorique = 9.49

Le test de Khi^2 valide l'adéquation des deux lois

III.4.3.2 Comparaison graphique :

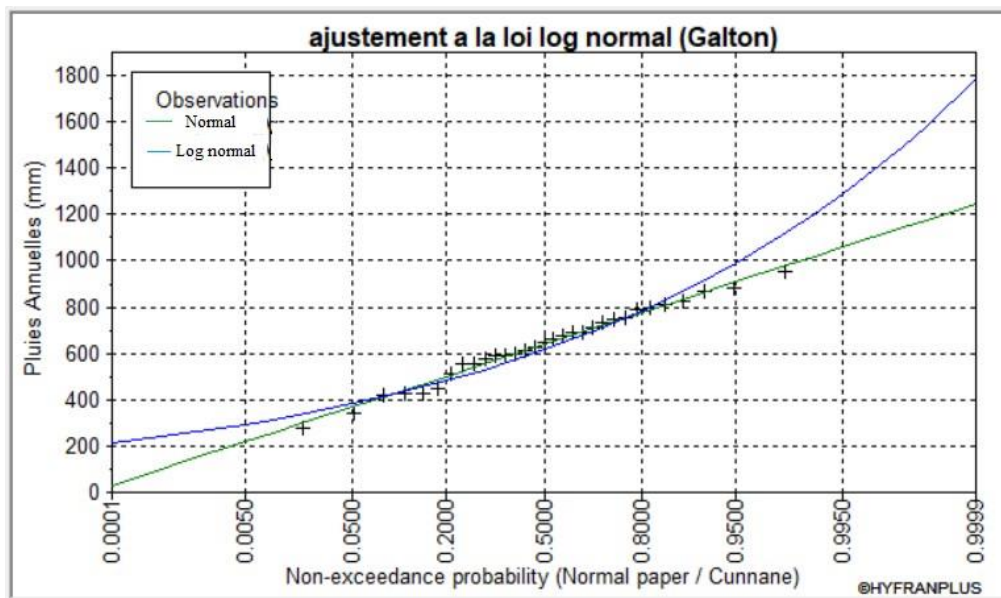


Figure 19 : Comparaison graphique entre la loi normale et log normale.

D'après le graphe on conclut que la loi normale celle de gauss est mieux précise et adéquate.

III.4.4 Précipitation de projet :

La détermination de l'année de calcul, souvent basée sur la pluie de probabilité de 80%, est essentielle pour estimer la quantité d'eau disponible pour les plantes. Cela revient à déterminer la quantité de pluie qui peut être utilisée par les plantes dans une année donnée.

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

$$Pi.80\% = Pi.moy \times \frac{P80\%(annuel)}{P50\%(annuel)} \dots\dots\dots(III.2)$$

$$P80\% = 776 \text{ mm}, P50\% = 638 \text{ mm}$$

On remarque que $P80\% / P50\% = 1.22 > 1$. Donc l'année de calcul est obtenue selon la loi suivante :

$$Pi.80\% \text{ de chaque mois} = pi.\text{de chaque mois} \times \frac{P_{thiorique} 20\%(annuel)}{P_{théorique} 50\% (annuel)} \dots\dots\dots(III.3)$$

$$P20\% = 501 \text{ mm} , P50\% = 638 \text{ mm} \text{ donc } P20\% / P50\% = 0.785$$

Donc **Pi,80%** de chaque mois est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 20 : Précipitation moyenne mensuelle de l'année de référence.

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy (mm)	30.73	51.69	104.16	102.12	90.92	63.54	58.18	67.4	35.46	2.55	4.85	6.57
P80 % (mm)	24.12	40.58	81.77	80.16	71.37	49.88	45.67	52.9	27.83	2	3.81	5.16

III.3. Conclusion :

L'analyse hydrologique nous a permis de reconstituer l'année pluvieuse avec une probabilité mensuelle de 80%,. Ce qui nous aide à estimer la quantité de pluie disponible pour satisfaire les besoins des plantes. On a $P80\% = 776\text{mm}$. Pour déterminer la taille de notre réseau d'irrigation, nous nous appuierons sur les données mensuelles de pluviométrie, conformément à la loi choisie.

CHAPITRE IV :

CALCULS DES BESOINS EN EAU

IV.1. Introduction

L'aménagement hydro-agricole vise à augmenter la disponibilité en eau au-delà des précipitations naturelles, afin de répondre pleinement aux besoins en eau des cultures. Ce chapitre se concentre sur le développement de méthodes précises et de calculs adaptés pour évaluer les besoins en eau des différentes cultures dans le cadre de l'extension du périmètre de BEN CHAABANE commune de BOUFARIK

IV.2.Demande hydrique du périmètre

Le périmètre de BEN CHAABANE couvrant une superficie de 143hectares, se situe dans une région de climat de type méditerranéen subhumide caractérisé par des hivers froids et humides et des étés chauds et secs. La moyenne pluviométrique dans la région varie entre 565 mm à MOUZAIA, 543 mm à BOUFARIK. Dans ce contexte, il est crucial d'évaluer avec précision les besoins en eau de la zone pour une gestion efficace des ressources hydriques et pour anticiper les impacts de la sécheresse sur les cultures.

IV.3. Estimation des besoins hydriques pour l'irrigation

IV.3.1 Bilan hydrique

L'évaluation du bilan hydrique pour l'irrigation est une étape cruciale dans la gestion de l'eau en agriculture. Cette analyse nécessite un examen détaillé des flux d'eau entrant et sortant d'un système d'irrigation, et repose sur la formule suivante :

Irrigation + Pluie = Infiltration + Evapotranspiration +Ruissellement

Besoin net d'irrigation :

Le besoin net d'irrigation correspond à la quantité d'eau nécessaire pour compenser les pertes dues à l'évapotranspiration des plantes et à d'autres facteurs, afin de garantir des rendements optimaux.

Évapotranspiration potentielle de référence (ET₀) :

L'évapotranspiration potentielle de référence (ET₀) représente le transfert d'eau de la surface terrestre vers l'atmosphère sous forme de vapeur. Ce processus comprend à la fois l'évaporation directe de l'eau depuis le sol et la transpiration des plantes. L'ET₀ indique la quantité maximale d'eau qui peut s'évaporer dans des conditions climatiques spécifiques avec une couverture végétale continue, telle qu'un gazon bien irrigué et des plantes en bonne santé. La mesure de l'ET₀ peut être effectuée de deux manières principales : directement sur le terrain à l'aide de méthodes in situ ou indirectement à **travers des formules empiriques et des méthodes basées sur les données météorologiques.**

Méthode directe :

La mesure de l'évapotranspiration peut être réalisée à l'aide d'un lys mètre. Cet instrument consiste en une cuve enterrée, dotée de parois verticales, ouverte à la surface et contenant un échantillon de sol d'une épaisseur variable (généralement entre 0,5 et 2 mètres). Les conditions environnementales, telles que l'humidité et la couverture végétale, sont maintenues aussi proches que possible de celles du milieu environnant. Au fond du lys mètre, un mécanisme collecte les eaux de drainage. L'évaporation à la surface du sol est déterminée en surveillant les variations du volume d'eau dans le lys mètre, soit par pesée directe, soit en mesurant l'eau du sol et le drainage. Les données de précipitations d'un pluviomètre voisin sont également prises en compte dans les calculs.

Méthodes indirectes :

Les méthodes pour estimer l'évapotranspiration de référence (ET₀) utilisent des variables climatiques fondamentales telles que la température, la vitesse du vent, l'humidité relative et l'insolation.

Formule Modifiée de Penman-Monteith :

La méthode modifiée de Penman-Monteith, développée par Penman en 1948, combine un bilan énergétique et une méthode de transfert de masse pour calculer l'évapotranspiration d'une surface non couverte d'eau, selon la formule suivante :

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

Où :

- ET₀ : Évapotranspiration de référence [mm jour⁻¹]
- R_n : Rayonnement net à la surface de la culture [MJ m⁻² jour⁻¹]
- G : Densité de flux de chaleur dans le sol [MJ m⁻² jour⁻¹]
- T : Température moyenne journalière de l'air à 2 m [°C]
- U₂ : Vitesse du vent à 2 m [m s⁻¹]
- e_s : Pression de vapeur saturante [kPa]
- e_a : Pression de vapeur réelle [kPa]
- e_s - e_a : Déficit de pression de vapeur saturante [kPa]
- Δ : Pente de la courbe de pression de vapeur saturante [kPa °C⁻¹]
- γ : Constante psychrométrique [kPa °C⁻¹]

Pour notre étude, nous avons utilisé le logiciel CROPWAT (FAO, 2008), basé sur la méthode de Penman-Monteith. Nous avons intégré des données mensuelles précises telles que

les températures moyennes, l'humidité relative de l'air, la durée quotidienne d'ensoleillement et la vitesse du vent. Les résultats obtenus sont les suivants :

Tableau 21 : ajustement d'après le logiciel HYFRAN .

Month	Min Temp	Max Temp	Humidity	Wind	Sun	Rad	ETo
	°C	°C	%	m/s	hours	MJ/m²/day	mm/month
January	5.4	16.5	72	3.1	5.3	9.2	56.44
February	6.4	17.1	73	3.3	5.4	11.3	60.07
March	6.7	18.6	71	3.3	6.9	15.9	88.35
April	8.7	20.0	72	3.3	7.2	18.8	101.32
May	11.4	22.4	72	3.1	8.1	21.6	123.58
June	15.4	26.9	69	3.3	10.0	24.8	155.02
July	18.4	30.6	66	3.4	10.9	25.8	188.30
August	18.7	30.7	68	3.1	9.9	23.0	170.86
September	16.8	28.8	68	2.9	8.6	18.8	135.55
October	13.1	24.8	69	3.0	7.0	13.8	102.41
November	9.2	20.3	72	2.9	5.7	10.0	66.05
December	7.3	17.6	73	3.4	4.8	8.1	57.73
Average	11.5	22.9	70	3.2	7.5	16.8	1305.69

Pluie efficace

La pluie efficace correspond à la portion des précipitations totales réellement exploitée par les cultures. Cette proportion varie selon les caractéristiques du sol et les conditions climatiques. Pour évaluer cette fraction, plusieurs méthodes sont disponibles. Dans notre étude, nous avons opté pour la méthode du pourcentage fixe, décrite comme suit :

Pluie efficace (mm/mois) = A × Pluies totales (mm/mois)

Où :

A est le coefficient de pertes, qui dans notre cas est fixé à 0,8.

IV.2.3. Calcul de la réserve en eau du sol (RSi-1)

Le volume d'eau accessible aux plantes dépend de la capacité de rétention d'eau du sol et de la profondeur des racines. Il représente la réserve en eau du sol, calculée en multipliant KK par la réserve facilement exploitable (RFU). La formule est donc :

$$RSi = K \times RFU_i - 1$$

Les valeurs de K sont les suivantes :

-1 pour les mois humides,

0 pour les mois secs,

½ pour les cultures arboricoles,

⅓ pour les cultures céréalières et maraîchères, lorsque l'évapotranspiration est proche de la pluie efficace.

Réserve facilement utilisable (RFU)

La réserve facilement utilisable (RFU) est la quantité d'eau disponible dans le sol entre le point de ressuyage et le point de flétrissement. Elle se calcule avec la formule :

$$RFU = (h_{cc} - h_{pf}) \times Y \times Da \times Z$$

où :

hcc : humidité à la capacité au champ,

hpf : humidité au point de flétrissement,

Z : profondeur racinaire (mm),

Y : coefficient dépendant de la nature du sol (avec $Y=23$ à $Y=32$),

Da : densité apparente du sol.

I. Choix des cultures

• Les cultures proposées

En plaine, c'est la grande zone de production d'agrumes de la Mitidja. On y trouve des vergers d'agrumes, de noyers et de pommiers, puis en allant vers le Nord Est de très anciens vergers de pêchers, d'orangers (variété d'orange Thomson) et de néfliers très bien entretenus. L'irrigation se fait à partir des forages. On note qu'il y a un renouvellement des vergers d'agrumes avec des cultures intercalaires de pêchers ou de légumes en plein champ. Cette technique permet d'attendre que les agrumes soient productifs (6 à 8 ans) et ensuite lorsque la compétition intervient entre les deux espèces, on enlève la culture de pêcher qui est entrée en production au bout de 4 années de plantation.

Tableau 22 : Liste des cultures pouvant être irriguées avec les eaux usées épurées

Groupes de cultures pouvant être irriguées par les eaux usées épurées.	Liste des Cultures
Les arbres fruitiers ⁽¹⁾	Dattiers, vigne, pomme, pêche, poire, abricot, nêfle, cerise, prune, nectarine, grenade, figue, Rhubarbe, Arachides, Noix, Olive.
Les agrumes	Pamplemousse, citron, orange, mandarine, tangerine, lime, clémentine.
Les cultures fourragères ⁽²⁾	Bersim, maïs, sorgho fourragers, vesce, et luzerne.
Cultures industrielles	Tomate industrielle, haricot à rames, petit pois à rames, betterave sucrière, Coton, le lin.
Les cultures céréalières	Blé, orge, triticales et avoine.
Les cultures de production semences	Pomme de terre, Haricot et Petit pois.
Les arbustes fourragers	L'Acacia et l'Atriplex.
Les plantes florales à sécher ou à usage industriel	Le rosier, l'iris, le jasmin, la marjolaine et le romarin.

Source : (journal officiel N° 41)

- (1) - L'irrigation avec des eaux usées épurées est permise puisque on peut cesser l'irrigation plusieurs jours avant la récolte. Les fruits tombés au sol ne sont pas ramassés et sont à détruire.
- (2) -Le pâturage direct dans les parcelles irriguées par les eaux usées épurées est strictement interdit et ce, afin de prévenir toute contamination du cheptel et par conséquent des consommateurs.

Les cultures actuellement les mieux adaptées avec l'irrigation à partir d'une eau non conventionnelle (eaux usées épurées) sont :

Les cultures maraîchères :

Les cultures qu'il est possible de produire avec des eaux usées épurées sont les cultures qui ne sont consommées que sous forme cuite. En raison de la difficulté et des capacités actuelles d'effectuer ce contrôle, toutes les autres cultures sont à proscrire avec la réutilisation des eaux usées épurées, sauf :

- Artichaut, Aubergine, Chou de Bruxelles, Citrouille et potiron, Haricot et pois en grain.
- Pomme de terre de semence.

L'arboriculture :

L'irrigation avec des *eaux usées épurées* est permise puisque on peut cesser l'irrigation plusieurs jours avant la récolte.

- L'arboriculture fruitière (tous les arbres fruitiers et le vignoble).

Cultures céréalières et fourragères

Leur irrigation permet une augmentation très sensible de leurs rendements et les rend donc beaucoup moins aléatoires, car, en sec, elles dépendent que des précipitations qui sont mal réparties dans le temps et parfois insuffisantes.

Les cultures fourragères telles que la luzerne, le bersim, le sorgho et l'avoine deviennent possibles, en irrigué, à introduire dans la région, car elles permettent de développer l'élevage, et leurs résidus végétaux constitueront des amendements qui contribueront à l'amélioration de la majorité des sols de textures fines à très fines et de structure défavorable.

Aptitude C 11 :

Sols bons pour : bersim, sorgho, fétuque, avoine, ray gras, blé dur, blé tendre et orge.

Sols moyens pour : luzerne.

Assolements préconisés

L'assolement relatif aux cultures sur les sols qu'on a considéré de retenir pour le projet est énuméré dans le tableau suivant :

Tableau 23 : Superficies occupées par les cultures

Cultures	Superficie en %	Superficie (ha)
Olive	25	35,75
Orange	30	42,9
Tomate	10	14,3
Carotte	15	21,45
Pomme de terre	20	28,6
Total	100	143



Figure 20 : Verger d'agrumes de variété orange **figure 21 : jeune verger d'agrumes**
Groupement SARL EL BAHDJA/SARL MATHE

1.1. Assolement des cultures

La rotation des cultures est une stratégie agricole essentielle qui consiste à planifier la succession des cultures sur une période donnée. Cette méthode vise plusieurs objectifs importants : améliorer la qualité des sols, réduire les risques de maladies et de parasites, et augmenter les rendements. En respectant un calendrier de rotation, les agriculteurs optimisent l'utilisation des ressources du sol tout en minimisant les problèmes phytosanitaires et en maximisant la productivité.

Tableau 24 : Cycles végétatifs des cultures :,

Assolement : 01	Assolement : 02
Tomate	Pomme
Pomme de terre	Nèfle
Olive	Olive
Carotte	Pêche
Orange	Orange

Le cycle végétatif des plantes décrit le processus continu de croissance et de développement, commençant par la germination et se terminant par la production de fruits. Ce cycle se divise en plusieurs phases, influencées par la nature de la plante et les conditions environnementales spécifiques.

Pour le périmètre de BEN CHAABAN les cycles végétatifs des cultures sont organisés selon leurs caractéristiques particulières et les exigences du sol et du climat local. Les cycles sont détaillés dans le tableau suivant :

Tableau 25 : Cycles végétatifs des cultures proposées

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou
orange	←											→
Pomme de terre							←			→		
carotte	←				→							
tomate							←			→		
Olivier	←											→

I. Estimation des besoins en eau des cultures :

Les besoins en eau des cultures sont calculés à l'aide de la formule suivante :

$$Bi = ETM - (Pe_{eff} + RSi - 1)$$

Où :

- ETM : évapotranspiration maximale, qui représente les besoins en eau des cultures en mm, calculée comme $ET0 \times Kc$
- ET0 : évapotranspiration de référence,
- Kc : coefficient culturel spécifique à chaque culture,
- Pe_{eff} : pluie efficace,
- RSi-1 : réserve en eau du sol du mois précédent.

Les résultats de l'estimation des besoins en eau pour les cultures choisies pour le périmètre de BEN CHAABANE :

Tableau 26 : Estimation des besoins en eau pomme de terre :

mois	Pmoy	Peff	ET0	Z	RFU	RSI-1	kc	ETM	Bnet
sep	38,33	30,664	135,55		0			0	0
oct	27,28	21,824	102,41		0	0		0	0
nov	28,25	22,6	66,06		0	0		0	0
dec	15,63	12,504	57,73		0	0		0	0
jan	19,45	15,56	56,44		0	0		0	0
fer	20,38	16,304	60,07		0	0		0	0
mar	32,19	25,752	88,35	0,5	6,133333	0	0,5	44,175	18,423
avr	22	17,6	101,32	0,7	8,586667	3,066667	0,7	70,924	53,324
mai	27,56	22,048	123,58	0,6	7,36	4,293333	0,9	111,222	89,174
juin	26,86	21,488	155,02	0,6	7,36	3,68	0,75	116,265	94,777
juill	10,07	8,056	188,31		0	3,68		0	0
aout	17,83	14,264	170,86		0	0		0	0

Tableau 27 : Estimation des besoins en eau de tomate :

mois	Pmoy	Peff	ET0	Z	RFU	RSI-1	kc	ETM	Bnet
sep	38,33	30,66	135,5		0			0	0
oct	27,28	21,82	102,4		0	0		0	0
nov	28,25	22,6	66,06		0	0		0	0
dec	15,63	12,50	57,73		0	0		0	0
jan	19,45	15,56	56,44		0	0		0	0
fer	20,38	16,30	60,07		0	0		0	0
mar	32,19	25,72	88,35	0,4	4,90667	0	0,5	44,175	18,423
avr	22	17,6	101,3	0,6	7,36	2,45333	0,85	86,122	68,522
mai	27,56	22,04	123,5	0,6	7,36	3,68	1,15	142,17	120,06
juin	26,86	21,48	155,0	0,6	7,36	3,68	0,9	139,51	118,03
juill	10,07	8,056	188,1		0	3,68		0	
aout	17,83	14,264	170,8		0	0		0	

Tableau 28 :Estimation des besoins en eau d'orange :

mois	Pmoy	Peff	ET0	Z	RFU	RSI-1	kc	ETM	Bnet
sep	30,73	24,58	56,44	1,1	13,493333		0,7	39,508	14,924
oct	51,9	41,52	60,07	1,1	13,493333	6,7466667	0,65	39,045	2,4745
nov	104,1	83,32	88,35	1,1	13,493333	6,7466666	0,65	57,427	25,900
dec	102,1	81,69	101,3	1,1	13,493333	6,7466666	0,65	65,858	15,838
jan	90,92	72,73	123,5	1,1	13,493333	6,7466666	0,5	61,79	10,946
fer	63,54	50,83	155,0	1,1	13,493333	6,7466667	0,5	77,51	26,678
mar	58,18	46,54	188,3	1,1	13,493333	6,7466667	0,6	112,98	66,436
avr	67,4	53,92	170,8	1,1	13,493333	6,7466667	0,6	102,51	48,596
mai	35,46	28,36	135,5	1,1	13,493333	6,7466667	0,65	88,107	59,739
juin	2,55	2,04	102,4	1,1	13,493333	6,7466667	0,65	66,566	64,526
juill	4,85	3,88	66,05	1,1	13,493333	6,7466667	0,75	49,537	45,657
aout	6,57	5,256	57,73	1,1	13,493333	6,7466666	0,75	43,297	38,041

Tableau 29 :Estimation des besoins en eau olivier :

mois	Pmoy	Peff	ET0	Z	RFU	RSI-1	kc	ETM	Bnet
sep	38,33	30,664	135,55	1,2	14,72		0,9	121,995	91,331
oct	27,28	21,824	102,41	1,2	14,72	7,36	0,9	92,169	70,345
nov	28,25	22,6	66,06	1,2	14,72	7,36	0,9	59,454	36,854
dec	15,63	12,504	57,73	1,2	14,72	7,36	0,7	40,411	27,907
jan	19,45	15,56	56,44	1,2	14,72	7,36	0,65	36,686	21,126
fer	20,38	16,304	60,07	1,2	14,72	7,36	0,65	39,0455	22,7415
mar	32,19	25,752	88,35	1,2	14,72	7,36	0,65	57,4275	31,6755
avr	22	17,6	101,32	1,2	14,72	7,36	0,65	65,858	48,258
mai	27,56	22,048	123,58	1,2	14,72	7,36	0,65	80,327	58,279
juin	26,86	21,488	155,02	1,2	14,72	7,36	0,75	116,265	94,777
juill	10,07	8,056	188,31	1,2	14,72	7,36	0,75	141,232 5	133,176 5
aout	17,83	14,264	170,86	1,2	14,72	7,36	0,9	153,774	139,51

Tableau 30 : Estimation des besoins en eau de carotte :

mois	Pmoy	Peff	ET0	Z	RFU	RSI-1	kc	ETM	Bnet
sep	38,33	30,664	135,55	0,3	3,68		0,7	94,885	64,221
oct	27,28	21,824	102,41	0,6	7,36	1,84	0,9	92,169	70,345
nov	28,25	22,6	66,06	0,5	6,133333	3,68	1,05	69,363	46,763
dec	15,63	12,504	57,73	0,6	7,36	3,066667	1	57,73	45,226
jan	19,45	15,56	56,44	0,6	7,36	3,68	0,95	53,618	38,058
fer	20,38	16,304	60,07		0	3,68		0	
mar	32,19	25,752	88,35		0	0		0	
avr	22	17,6	101,32		0	0		0	
mai	27,56	22,048	123,58		0	0		0	
juin	26,86	21,488	155,02		0	0		0	
juill	10,07	8,056	188,31		0	0		0	
aout	17,83	14,264	170,86		0	0		0	

1. Calcul du débit spécifique :

Le débit spécifique est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$qs = \frac{Bnet \times 1000 \times 10}{Ni \times Nj \times Ei}$$

Où :

- **Bnet** : besoin net pour le mois de pointe en mm/mois
- **Ni** : nombre d'heures d'irrigation = 22 h
- **Nj** : nombre de jours dans le mois de pointe = 30 jours
- **Ei** : efficience d'irrigation, estimée à 75 %

Les besoins en eau sont calculés pour l'assolement le plus exigeant (Assolement 1), avec les besoins de pointe correspondant au mois de juin :

$$Bnet = 139,51 \text{ mm}$$

- Le débit spécifique est ainsi obtenu :

$$Qs = \frac{139,51 \times 1000 \times 10}{30 \times 22 \times 75}$$

- $Qs = 0,78 \text{ l/s/h} < 1,5 \text{ l/s/ha}$

Si le débit spécifique obtenu dépasse 1,5 l/s/ha, il y a un risque de surdimensionnement des conduites de refoulement ou gravitaires. Pour éviter ce problème, nous pouvons estimer le débit spécifique de trois manières :

1. En calculant la moyenne des débits spécifiques pour toutes les cultures.
2. En prenant en compte la moyenne des débits spécifiques des cultures les plus exigeantes.
3. En utilisant, dans ce cas précis, le débit spécifique de la culture la plus exigeante pour le mois de pointe, qui est celle des haricots en août.

Dans notre situation, nous considérons le besoin net en eau pour les haricots au mois d'août, qui est de 219,04 mm/mois. Le débit spécifique ajusté est donc de : **qs = 0,78 ≈ 0,8 l/s/ha.**

IV.8.1. Calcul du débit caractéristique :

Le débit caractéristique est déterminé pour évaluer le débit maximal requis par le système d'irrigation pour chaque parcelle. Il se calcule en multipliant le débit de pointe par la surface agricole utilisable, selon la formule suivante : $Q_{car} = q_s \times S = 0,8 \times 143 = 114,43 \text{ l/s} = 0,12 \text{ m}^3/\text{s}$

Où :

- **qs** : débit spécifique du mois de pointe en l/s/ha
- **S** : superficie nette à irriguer = 143 ha

Le débit caractéristique est donc : **$Q_{car} = 0,78 \times 149 = 111,43 \text{ l/s} = 0,12 \text{ m}^3/\text{s}$**

IV.9. Conclusion

En synthèse, le chapitre consacré au calcul des besoins en eau des cultures revêt une importance cruciale dans la planification d'un projet d'irrigation. Après avoir sélectionné les cultures pour notre zone, nous avons effectué une analyse approfondie de l'évapotranspiration de référence, un élément essentiel pour évaluer les besoins en eau en vue de l'irrigation. Grâce à cette évaluation précise, nous avons pu déterminer avec rigueur les besoins en eau spécifiques à chaque culture, conduisant à un débit spécifique d'environ 0,8 litre par seconde par hectare.

Chapitre V :

*Calculs de système d'adduction-
distribution*

V.1.Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter une description générale du réseau d'adduction et de distribution, ainsi que le dimensionnement des réseaux en tenant compte des débits et des zones à desservir.

Pour concevoir efficacement un périmètre d'irrigation, il est essentiel de se concentrer sur le système d'adduction, car il constitue la base de l'ensemble du réseau d'irrigation et assure une gestion efficace à long terme.

V.2.Alimentationneaudupérimètre :

Le périmètre de Boufarik fait partie du grand périmètre de METTIDJA. Il est situé dans la Wilaya de BLIDA, en aval de la station d'épuration de BEN CHAABANE sur la rive gauche de l'oued de TLATHA vers MEZAFRANE.

La surface nette du secteur Boufarik est de 143 hectares, et il sera irrigué à partir de la Station d'Épuration de BEN CHAABANE, qui a une capacité de 60000 m³/J et irrigue plusieurs plaines de ce grand périmètre.

Organisation et structure du périmètre

Ce périmètre est composé de plusieurs îlots de parcelles. Il comprend 19 îlots, totalisant une surface de 143 hectares.

IV.3.1 Ilots et bornes d'irrigation

Un îlot d'irrigation se compose de plusieurs parcelles agricoles desservies par une borne d'irrigation, dont la configuration dépend de divers facteurs topographiques et économiques.

Pour les zones de petites et moyennes exploitations, l'implantation des bornes doit répondre aux critères suivants :

1. Une prise par îlot d'exploitation.
2. Un maximum de quatre (04) prises par borne.
3. Les bornes doivent être implantées en limite d'îlots ou au centre pour les grands îlots.

Chaque îlot sera équipé d'une borne d'irrigation, comportant une ou plusieurs sorties ou « prises » selon le nombre d'arrosages nécessaires simultanément. Chaque borne, et même chaque sortie, doit remplir toutes les fonctions d'une prise, à savoir : Régler le débit et la pression.

IV.3.2 Calcul hydraulique des bornes :

Le paramètre hydraulique des bornes dépend de son débit

Le débit de chaque borne (Q_b) qui alimente un îlot est formulé comme suit:

$$Q_b = q_s \cdot S \text{ (l/s)} \dots \dots \dots \text{(IV.1)}$$

q_s = Débit spécifique (l/s/ha)

S = Superficies de l'îlot (ha)

IV.3.1 Choix du diamètre de la borne:

En fonction des débits, on a les diamètres des bornes sont détaillés comme suit:

Tableau 31 : Choix du diamètre de la borne.

Debit fourni	Diameter de la borne
$Q < 40 \text{ m}^3/\text{h}$ (11.11) l/s	D=65mm
$40 \text{ m}^3/\text{h}$ (11.11) l/s $< Q < 80 \text{ m}^3/\text{h}$ (22.22) l/s	D=100mm
$40 \text{ m}^3/\text{h}$ (22.22) l/s $< Q < 80 \text{ m}^3/\text{h}$ (33.33) l/s	D=150mm

Le choix du type de borne à utiliser dépend de la surface et du nombre de parcelles dans les îlots. En général, les critères sont les suivants :

- Pour les îlots comprenant entre 4 et 8 parcelles et dont la superficie est inférieure à 15 hectares, il est recommandé d'installer des bornes à quatre prises, également connues sous le nom de Borne de type A4.
- Si un îlot est constitué de seulement deux parcelles avec une superficie inférieure à 15 hectares, l'option privilégiée est d'utiliser des bornes à deux prises, appelées Borne de type A2.
- Pour les îlots composés de deux parcelles et dont la superficie dépasse 15 hectares, la meilleure solution est d'opter pour des bornes à deux prises de type B.
- Pour les îlots de grande taille, des bornes de type C sont prévues.

Le calcul des débits des prises et des bornes est présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 32: Calcul des débits des îlots et choix du diamètre et type de bornes.

Ilots	Sup (ha)	Par	Sup (ha)	Q_p (l/s/ha)	Q_b (l/s)	D (mm)	Type
I1	9.66	P1	3.30	2.57	7.53	65	A2
		P2	6.36	4.96			
I2	8.02	P1	4.02	3.14	6.26	65	A2
		P2	4.00	3.12			
I3	8.98	P1	4.35	3.39	7	65	A2
		P2	4.63	3.61			

I4	3.95	P1	1.91	1.49	3.08	65	A2
		P2	2.04	1.59			
I5	9.86	P1	3.42	2.67	7.69	65	A2
		P2	6.44	5.02			
I6	9.58	P1	5.12	3.99	7.47	65	A2
		P2	4.46	3.48			
I7	8.30	P1	5.86	4.57	6.47	65	A2
		P2	2.44	1.9			
I8	9.86	P1	5.62	4.38	7.69	65	A2
		P2	4.24	3.31			
I9	6.16	P1	4.57	3.56	4.8	65	A2
		P2	1.59	1.24			
I10	9.80	P1	5.36	4.18	7.64	65	A2
		P2	4.44	3.46			
I11	6.82	P1	2.53	1.97	5.32	65	A2
		P2	4.29	3.35			
I12	5.40	P1	4.13	3.22	4.21	65	A2
		P2	1.27	0.99			
I13	4.19	P1	3.28	2.56	3.27	65	A2
		P2	0.91	0.71			
I14	4.91	P1	2.23	1.74	3.83	65	A2
		P2	2.68	2.09			
I15	6.46	P1	1.56	1.22	5.04	65	A2
		P2	4.90	3.82			
I16	9.66	P1	4.38	3.42	7.54	65	A2
		P2	5.28	4.12			
I17	5.26	P1	4.10	3.2	5.66	65	A2
		P2	3.15	2.46			
I18	7.66	P1	4.15	3.24	5.98	65	A2
		P2	3.51	2.74			
I19	8.93	P1	4.92	3.84	6.97	65	A2
		P2	4.01	3.13			

IV.4 Description de l'aménagement du périmètre :

Notre périmètre est situé en aval du barrage de Hammam BOUGHRARAV, et deux options ont été examinées dans ce contexte :

- ✓ Variante gravitaire : Le périmètre aurait été alimenté par un réseau gravitaire. Cependant, après une analyse approfondie, cette option a été écartée en raison des obstacles rencontrés et des pressions insuffisantes obtenues.
- ✓ Variante par Refoulement : Cette option implique le pompage de l'eau depuis le barrage vers un réservoir de mise en charge, suivi d'une distribution en refoulement pour l'alimentation des parcelles.

Après avoir mené notre étude et analysé ces deux variantes, nous avons opté pour la solution la plus appropriée, à savoir un système de pompage et de distribution par refoulement.

IV.5 Calculs hydrauliques du système d'adduction

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

- Le système de pompage avec le diamètre économique
- Le réservoir de stockage
- La desserte en refoulement

❖ Etude du système de pompage

Il est nécessaire d'installer un système de refoulement des eaux afin de fournir en eau la zone (secteur BLIDA) qui alimentera un réservoir principal prévu à une altitude de 505 mètres.

Généralités sur les pompes

Une pompe est un dispositif utilisé pour aspirer, déplacer ou comprimer des liquides et des gaz. Pour toutes les pompes, il est crucial de prévenir la cavitation, qui peut réduire le débit et endommager la pompe.

Les pompes se divisent en deux catégories principales : les pompes volumétriques, couramment utilisées pour le pompage des eaux usées, et les turbopompes. Les turbopompes se classent en trois sous-catégories : les pompes centrifuges à écoulement radial, les pompes axiales à écoulement axial et les pompes semi-axiales.

- **Pompes à écoulement radial :** Également appelées pompes centrifuges pures, elles sont conçues pour pomper de faibles débits à des hauteurs élevées. La hauteur de refoulement augmente proportionnellement au diamètre extérieur de la roue.
- **Pompes axiales :** Similaires à des hélices avec des pales en forme de surfaces gauches, elles sont adaptées pour pomper de gros débits à des hauteurs relativement basses.
- **Pompes semi-axiales :** Utilisées pour pomper de gros débits à des hauteurs réduites, elles nécessitent que les vitesses d'entrée soient maintenues à un niveau bas pour un fonctionnement efficace.

IV.5.1 Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation:

La hauteur d'élévation se calcule comme suivant :

$$H_{cal} = H_g + h_{p(asp)} + h_{p(ref)} + P_{exh} \dots \dots \dots (IV.2)$$

Avec:

- H_g : Hauteur géométrique(m);
- $\Delta h_{p(asp)}$: Pertes de charges à l'aspiration(m);
- $\Delta h_{p(ref)}$: Pertes de charges au refoulement(m);
- P_{exh} : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur), $P_{exh} = (1,0 \div 1,5) \text{ m}$; On prend : $P_{exh} = 1 \text{ m}$

IV.5.2 La hauteur manométriques total:

La hauteur manométrique est donnée par la formule

$$HMT = H_g + \Delta h_p \dots \dots \dots (IV.3)$$

Avec:

- HMT: Hauteur Manométrique Totale en (m). H_g : Hauteur géométrique en(m).
- $H_g = h_r - h_b$
- H_a : hauteur d'aspiration Dans notre cas:

h_r : Cote bête : 10 m, et Cote du Bassin = 13 m

Donc:

$$H_g = 13 - 10 = 3 \text{ m.}$$

IV.5.3 Calcul des pertes décharges totales :

- **Pertes de charges linéaires:**

Les pertes décharge sont calculées comme suit :

$$\Delta H l = \frac{\lambda_{IV}}{D 2 g} 2 \quad \text{---} \quad \text{(IV.5)}$$

L: longueur du tronçon en (m).

V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) I: gradient hydraulique en(m/m)

 ΔH : perte de charge en mètre(m)

Le coefficient test obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = 1.14 - 0.86 \ln\left(\frac{s}{\rho}\right)^{-2} \dots\dots\dots (IV.6)$$

s:Rugosité absolue égale à 0.002 mm.

- **Pertes de charges singulières:**

Ces pertes sont provoquées par les particularités des divers composants de la conduite tels que les coudes, les vannes et les clapets. Elles représentent environ 10 % des pertes de charge linéaires pour une adduction ou une conduite de longueur significative, soit $\Delta H_s = 0,1 \Delta H_L$.

- Les pertes de charge totale:

$$\Delta H_t = \Delta H_L + \Delta H_s \dots\dots\dots (IV.7)$$

IV.5.4 Calcul de diamètre économique :

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui assure de donner un coût de revient min entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé d'après la formule de Bonin:

$$D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (IV.8)$$

Q: débit à élever en m³/s.

D: diamètre de la conduite (m).

IV.5.5 Calcul de débit à refouler:

$$Q = Q_s \times S_{tot} = 0.78 \times 143.43 = 111.87 \text{ l/s,}$$

$$Q = 0.112 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$Q_{ref} = Q_c \times 1.05 = 0.112 \times 1.05,$$

$$Q_{ref} = 0.118 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc: $D = \sqrt{Q_{ref}} = \sqrt{0.118} = 0.344\text{m} = 344\text{mm}$.

On calculé les pertes de charges pour les diamètres suivants:

Tableau 33 :calcul de la HMT pour différents diamètres.

Diamètre	V(m/s)	Linéaire(m)	P.char.linéaires	P.char. singulières	Pchar totales	HMT(m)
250	2.41	110	1.032	0.103	1.135	4.14
300	1.67	110	0.402	0.04	0.442	3.44
400	0.94	110	0.091	0.009	0.1	3.1
500	0.6	110	0.029	0.003	0.032	3.03

Le choix du diamètre de la conduite de refoulement se fait sur la base d'une analyse technico-économique entre: $S = \text{coût d'investissement} + \text{coût de l'exploitation}$.

IV.5.6 Calcul des frais d'amortissement

- **Amortissement annuelle**

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il se calcule par la relation suivante:

$$F_{am} = Prc \times A \dots\dots\dots (IV.9)$$

Avec:

Prc: Prix de la conduite en(DA);

A:Amortissement annuel. Dont la formule suivante:

$$A = \frac{i}{1 - (i+1)^{-n}}$$

i:Taux intérêt; i=8%;

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

Donc: A =0.0888.

Tableau 34: Calcul des prix d'amortissement.

Diamètre en (mm)	Prix de pose(DA)	Prix du ml(DA)	L(m)	Prix total	A	Frais Invest(DA)
250	500	1450	110	1500	0.0888	14652
300	650	5490	110	6000	0.0888	58608
400	880	8300	110	8800	0.0888	85958.4
500	950	10200	110	10500	0.0888	102564
600	1100	11500	110	12000	0.0888	117216

IV.5.7 Calcul des frais d'exploitation:

Les frais d'exploitation sont:

$$F_{\text{exp}} = E \times e \quad (\text{IV.10})$$

Avec:

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

E : Énergie totale dépensée par la pompe(Kwh);

e : Prix unitaire d'un Kw imposé par la SONELGAZ. ($e=4,67$ DA)

- Puissance des pompes

La formule suivante exprime la puissance absorbée par la pompe:

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times \text{HMT}}{\mu} \quad (\text{IV.11})$$

P : Puissance absorbée par la pompe (kW)

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

$Q_{\text{forcé}}$: Débit à refoulé (m^3/s)

HMT: Hauteur manométrique totale (m);

μ : Rendement du pompage (85%).

- Énergie consommée par la pompe

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

$$E = P \times t \times 365 \quad (\text{IV.12})$$

Avec : E : Énergie totale consommée par la pompe pendant une année(kWh);

P : Puissance absorbée(KW);

t : Temps de pompage en(heure)

Tableau 35: Calcul des frais d'exploitation.

Diamètre en(mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F exploi (DA)
250	563.81	383.07	215978.7
300	468.48	346.58	162365.8
400	422.18	338.95	143097.91
500	412.64	336.72	138944.14

IV.5.8 Bilan total des frais:

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

Tableau 36 : Calcul du bilan total des frais.

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement	Frais d'exploitation	Bilan
	(DA)	(DA)	(DA)
250	14652	215978.7	230630.7
300	58608	162365.8	220973.8
400	85958.4	143097.91	229056.31
500	102564	138944.14	241508.14
600	117216	138944.14	256160.14

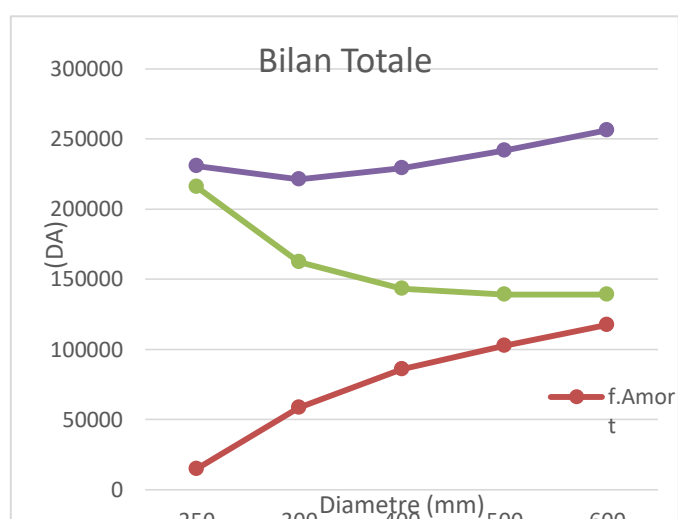


Figure 22 : Bilan totale des frais en fonction de diamètre

J'ai choisi le D = 315 PEHD PN 10

IV.5.9 Choix des pompes et nombre des pompes :

Avant de choisir le nombre de pompe, Il faut tenir compte du critère suivant:

- Nombre minimal de pompes.
- Puissance absorbée minimale.
- (NPSH)_r minimal.
- Meilleur rendement.
- Vitesse de rotation élevée.

Le tableau ci-dessus représente les intervalles des nombres de pompes.

Tableau 37 Choix de Nombre de pompes de secours

Nombre de pompes principales	Nombre de pompes de secours
$NP \leq 4$	1pompe de secours
$4 \leq NP \leq 6$	2pompes de secours
$NP \geq 6$	3pompes de secours

Selon les informations que nous avons collectées et en fonction du diamètre économique choisi, voici ce que nous avons déterminé:

- Le débit d'équipement est de 118l/s.
- La hauteur manométrique totale requise pour l'adduction est de 3.44mètres.
- La conduite de refoulement a une longueur totale de 110mètres.

Pour choisir le type et le nombre des pompes ,nous avons utilisé le logiciel Caprari,le tableau

IV.1résumelescaractéristiquesdechaquepompe choisie.

Tableau 37 : Variantes pour le choix du nombre de pompes.

Nombre de pompe	Q p(l/s)	Hp (m)	Type de pompe	H(%)	N(tr/mn)	Pab(kw)	NPSH _r (m)
1	118	20	PM125	53	1450	43.1	4.84
2	59.5	20.3	E10S50	55	2900	22	9.88
3	40	20	PM100	76	1450	7.5	1.93
4	30.2	20.2	PM80	71	2900	8.35	1.73

Dans notre situation ,nous optons pour un système de pompage de surface qui comprend trois (03) pompes à axe horizontal multi cellulaire, ainsi qu'une pompe de secours.

IV.3.3. Protection contre cavitation:

La cavitation se produit lorsque le flux de liquide est perturbé à l'entrée de la pompe en fonctionnement, généralement lorsque la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau, à une température constante. Afin de garantir la protection de notre système contre la cavitation, il est essentiel de vérifier la condition suivante.

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

Avec:

(NPSH) r : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par Le constructeur ;

(NPSH) d: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur

➤ **Pa / ρg** : en mce, la hauteur de pression atmosphérique locale, en fonction de la cote de l'emplacement de la station de pompage.

➤ **Pv** : en mce, pour la plupart des installations, est en fonction de la température ambiante. Avec une température d'eau comprise entre 15°C et 20°C, il est recommandé de prendre $P_v = 20 \text{ hPa}$, soit $P_v / \rho g = 0.24$

➤ **ZE** : la différence de dénivelé entre le niveau de pompage et la bride d'entrée de la pompe

➤ **ΔHa** : perte de charge à l'aspiration.

pour la conduite d'aspiration on prend les pertes de charges linéaires : $4 \text{ m} / 1000 \text{ m}$ Longueur asp = 4m, donc $\Delta H_{asp} = 0.016 \text{ m}$.

➤ Pour calculer V

on a $D = 315 \text{ mm}$ on trouve $V = 4 \times 0.118 / (\pi \cdot 0.315^2) = 3.12 \text{ m/s}$ D'où $V^2 / 2g = 0.50$

Pour calculer les pertes de charges à l'aspiration, on utilise la formule de Williams-Hazen

$$\Delta H_{\left(\frac{\text{m}}{100\text{m}}\right)} = 1.23 \times 10^{12} \times \frac{Q^{1.85}}{C_{wh}^{4.87} D^{4.87}}$$

Donc:

$$NPSH_d = 10.33 - 0.24 - 2 - 0.016 - 0.5 = 7.574 \text{ m} > 1.93 \text{ m}$$

Conclusion :

On remarque que $NPSH_d > NPSH_r$, d'où les pompes sont protégées contre la Cavitation

IV.5.10 Volume du Bassin de stockage

En raison de la vaste superficie disponible ,nous choisissons d'installer un réservoir de forme circulaire.

Le volume du réservoir dont la formule suivante :

$$V = Q_c \times T_{nf} \dots\dots\dots (IV.14)$$

avec :

- V: Volumed'eau d'irrigation (m^3).
- Q_c : Débit caractéristique (m^3/h), $Q_c = 424.8 m^3/h$.
- T_{nf} : Temps de non fonctionnement pris égal à 2 heures.

On trouve donc $V = 424.8 \times 2 = 849.6 m^3$.

On prend un volume de $V = 1000 m^3$.

IV.6 Etude de système d'adduction -distribution (desserte en refoulement)

L'approvisionnement en eau du périmètre Boufarik sera assuré par une conduite principale commençant au Bassin de stockage qui est équipé par un système de pompage. Cette conduite principale débutera avec un diamètre initial de 400 mm en FONTE

IV.5.11 Choix des pompes et nombre des pompes

Avant de choisir le nombre de pompe, Il faut tenir compte des critères suivants:

- Nombre minimal de pompes.
- Puissance absorbée minimale.
- (NPSH) minimal.
- Meilleur rendement.
- Vitesse de rotation élevée.

Le tableau ci-dessus représente les intervalles des nombres de pompes.

Tableau 39 Choix de Nombre de pompes de secours

Nombre de pompes principales	Nombre de pompes de secours
$NP \leq 4$	1 pompe de secours
$4 \leq NP \leq 6$	2 pompes de secours
$NP \geq 6$	3 pompes de secours

Selon les informations que nous avons collectées et en fonction du diamètre économique choisi, voici ce que nous avons déterminé :

- Le débit d'équipement est de $118 l/s$.
- La hauteur manométrique totale requise pour l'adduction est de 92 mètres.

Pour choisir le type et le nombre des pompes , nous avons utilisé le logiciel Caprari, le tableau

IV.1 résume les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau 40 : Variantes pour le choix du nombre de pompes.

Nombre de pompe	Qp(l/s)	Hp (m)	Type de pompe	η (%)	N(tr/mn)	Pab(kw)	NPSHr (m)
1	-	-	-	-	-	-	-
2	60.6	92.5	PM125	74	1450	75.6	1.6
3	40.5	89.5	HMU50-02	76	2900	51.1	2.32
4	30.3	94.4	PM125	74	1450	37.8	1.2

Dans notre situation, nous optons pour un système de pompage de surface qui comprend QUATRE (04) pompes à axe horizontal multicellulaire, ainsi qu'une pompe de secours.

IV.5.12 :Protection contre cavitation

La cavitation se produit lorsque le flux de liquide est perturbé à l'entrée de la pompe en fonctionnement, généralement lorsque la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau, à une température constante. Afin de garantir la protection de notre système contre la cavitation, il est essentiel de vérifier la condition suivante.

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

Avec:

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par Le constructeur
 $(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible ,elle est fournie par l'installateur

La relation qui permet de calculer le $(NPSH)_d$ est la suivante:

$$(NPSH)_d = \frac{P_{atm}}{\rho g} - \frac{P_v}{\rho g} - (h_{a\ atm} + \Delta h_{p\ asp}) - \frac{V_{asp}}{2g} \quad (IV.13)$$

Tel que:

- $P_a / \rho g$: en mce, la hauteur de pression atmosphérique locale, en fonction de la cote de l'emplacement de la station de pompage.
- P_v : en mce, pour la plupart des installations, est en fonction de la température ambiante Avec une température d'eau comprise entre 15°C et 20°C, il est recommandé de prendre.
- $P_v = 20$ hPa, soit $P_v / \rho g = 0.24$
- Z_E : la différence de dénivelé entre le niveau de pompage et la bride d'entrée de la pompe
- ΔH_a : perte de charge à l'aspiration.

Pour la conduite d'aspiration on prend les pertes de charges linéaires : 4m/1000m

Longueur asp = 4m, donc $\Delta H_{asp} = 0.016m$.

➤ Pour calculer V

on a D= 400 mm on trouve $V = 4 \times 0.118 / (\pi \cdot 0.400^2) = 0.94 \text{ m/s}$ D'où $V^2/2g = 0.55$

Pour calculé les pertes de charges à l'aspiration, on utilise la formule de Williams-Hazen

$$\Delta H \left(\frac{m}{100m} \right) = 1.23 \times 10^{12} \times \frac{Q^{1.85}}{C_{wh}^2 D^{4.87}}$$

Donc:

$$NPSH_d = 10.33 - 0.24 - 2 - 0.016 - 0.55 = 7.524 \text{ m} > 1.2 \text{ m}$$

IV.6.1 Choix de matériaux des conduites :

Le choix des matériaux pour les conduites (Fonte, PEHD, PRV) est déterminé par plusieurs facteurs, notamment la pression requise, les conditions du terrain et les coûts de fourniture et d'installation.

La fonte présente des avantages significatifs, tels qu'une bonne résistance aux pressions internes, une grande résistance à la corrosion, ainsi qu'une rigidité et une solidité élevées. Cependant, elle présente également des inconvénients, notamment une faible résilience, une faible malléabilité et des coûts élevés.

Le polyéthylène haute densité (PEHD) offre une excellente résistance à la corrosion, une légèreté extrême et un coût acceptable. Toutefois, il est essentiel que les conduites en PEHD soient correctement soudées pour éviter tout risque de rupture.

Le polyester renforcé de verre (PRV) est un matériau composite offrant d'excellentes propriétés mécaniques et chimiques, telles qu'une faible densité, une grande résistance à la corrosion et une bonne résistance aux agents chimiques externes, comparé à d'autres matériaux métalliques.

Dans notre étude, les conduites seront en PEHD si leur diamètre est inférieur ou égal à 315 mm Au-delà de ce diamètre, elles seront en fonte. Cette décision est prise en tenant compte des spécifications techniques et des besoins spécifiques du projet.

IV.6.1 Calcul des diamètres des conduits :

L'application de la formule de continuité de Chezy nous donne une approche du diamètre économique qu'on normalise par la suite:

$$D = \frac{\sqrt{4Q}}{V \cdot \pi} \times 1000 \dots \dots \dots (IV.15)$$

Avec:

Q : débit exprimé en m³/s, D : diamètre exprimé mm ; V ad : vitesse admissible=1.5 m/s.

IV.6.2 Calcul des pertes de charges :

Les pertes de charge unitaires, Sont calculées par la formule:

$$\Delta H l = \frac{\lambda \cdot V^2}{D \cdot 2g} \dots\dots\dots (IV.15)$$

L: longueur du tronçon en (m).

V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) I: gradient hydraulique en (m/m)

ΔH : perte de charge en mètre(m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln(s))^{-2} \dots\dots\dots (IV.16)$$

s: Rugosité absolue égale à 0.002mm.

Le calcul des pressions est basé sur le principe de Bernoulli, qui décrit le mouvement d'un fluide réel entre le point 1 et le point 2 :

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H \dots\dots\dots (IV.17)$$

Z : sont les côtes du terrain naturel, P: sont les hauteurs d'eau,

ΔH : représentent les pertes de charges calculées par la formule de Hazen-Williams

Les calculs hydrauliques du notre réseau de distribution de périmètre MAGHNIA sont détaillés dans le tableau IV.9 :

Tableau 41 : les calculs hydraulique du réseau de distribution

	longueur du trancon (m)	Surface (Ha)	Débit Q (l/s)	Débit Q (m3/s)	Diamètre calculé (mm)	Diamètre Norm (mm)	Materiau	Vitesse réelle (m /s)	Perte de charge ΔH (m)	Perte charge total ΔH_t (m)	Cote terrain aval Z (m)	cote pizométrique (m)	Pression (m)	pression (Bar)
B-ST	225.67	143.43	118	0.118	316.488	400	Fonte	0.939	0.485	0.5335	12	92.00	80.00	8.00
Ts-N1	435.2	143.43	118	0.118	316.488	400	Fonte	0.939	0.936	1.0296	12.5	90.97	78.47	7.85
N1-B4	107.25	3.95	3.081	0.0031	51.298	63	PEHD 10 atm	0.994	2.213	2.4343	13.8	88.54	74.74	7.48
N1-B5	113.5	9.86	7.6908	0.0077	80.846	110	PEHD 10 atm	0.810	0.837	0.9207	13	87.62	74.62	7.47
N1-N2	177.61	129.62	101.1036	0.1011	292.949	315	PEHD 10 atm	1.297	0.918	1.0098	11.27	86.61	75.34	7.54
N2-B3	151.94	8.98	7.0044	0.007	77.084	90	PEHD 10 atm	1.100	2.495	2.7445	13.5	83.86	70.36	7.04
N2-B2	184.8	8.03	6.2634	0.0063	73.128	90	PEHD 10 atm	0.990	2.497	2.7467	12.45	81.11	68.66	6.87
N2-N3	308.57	112.61	87.8358	0.0878	273	315	PEHD 10 atm	1.127	1.229	1.3519	12.166	79.76	67.60	6.77
N3-B1	330.3	9.66	7.5348	0.0075	79.79	90	PEHD 10 atm	1.179	6.163	6.7793	12.96	72.98	60.02	6.00
N3-B6	188.04	9.58	7.4724	0.0075	79.79	90	PEHD 10 atm	1.179	3.509	3.8599	12	69.12	57.12	5.72
N3-N4	159.54	93.37	72.8286	0.0728	248.589	315	PEHD 10 atm	0.934	0.449	0.4939	13.26	68.63	55.37	5.54
N4-B7	187.43	8.3	6.474	0.0065	74.28	90	PEHD 10 atm	1.022	2.683	2.9513	14	65.68	51.68	5.17
N4-B8	270.93	9.86	7.6908	0.0077	80.846	90	PEHD 10 atm	1.210	5.308	5.8388	12.08	59.84	47.76	4.78
N4-N5	798.25	75.21	58.6638	0.0587	223.221	250	PEHD 10 atm	1.196	4.647	5.1117	9.5	54.73	45.23	4.53
N5-N6	189.26	20.96	16.3488	0.0163	117.628	160	PEHD 10 atm	0.811	0.902	0.9922	12	53.74	41.74	3.89

N6-B12	102.71	5.4	4.212	0.0042	59.709	75	PEHD 10 atm	0.951	1.591	1.7501	13.5	51.99	38.49	3.56
N6-B13	116.1	4.19	3.2682	0.0033	52.926	63	PEHD 10 atm	1.059	2.69	2.959	10.43	49.03	38.60	3.58
N6-N7	148.16	11.37	8.8686	0.0089	86.918	110	PEHD 10 atm	0.937	1.428	1.5708	10	47.46	37.46	3.55
N7-B14	147.12	4.91	3.8298	0.0038	56.795	75	PEHD 10 atm	0.860	1.894	2.0834	8.53	45.37	36.84	3.49
N7-B15	157.76	6.46	5.0388	0.005	65.148	75	PEHD 10 atm	1.132	3.376	3.7136	10.37	41.66	31.29	2.92
N5-N8	102.72	54.25	42.315	0.0423	189.49	250	PEHD 10 atm	0.862	0.326	0.3586	9.73	41.30	31.57	2.95
N8-B11	103.92	6.82	5.3196	0.0053	67.074	75	PEHD 10 atm	1.200	2.477	2.7247	10.08	38.58	28.50	2.64
N8-B16	185.3	9.66	7.5348	0.0075	79.79	90	PEHD 10 atm	1.179	3.458	3.8038	8.86	34.77	25.91	2.38
N8-N9	296.35	37.77	29.4606	0.0295	158.244	200	PEHD 10 atm	0.939	1.43	1.573	9.68	33.20	23.52	2.14
N9-N10	243.11	15.96	12.4488	0.0124	102.595	160	PEHD 10 atm	0.617	0.699	0.7689	8.14	32.43	24.29	2.29
N10-B10	180.34	9.8	7.644	0.0076	80.32	110	PEHD 10 atm	0.800	1.298	1.4278	7	31.00	24.00	2.26
N10-B9	141.14	6.16	4.8048	0.0048	63.832	75	PEHD 10 atm	1.086	2.8	3.08	10	27.92	17.92	1.65
N9-N11	266.34	21.81	17.0118	0.017	120.127	160	PEHD 10 atm	0.846	1.373	1.5103	8.23	26.41	18.18	1.68
N11-B18	70.84	7.66	5.9748	0.006	71.366	90	PEHD 10 atm	0.943	0.874	0.9614	8	25.45	17.45	1.75
N11-B19	176.67	8.91	6.9498	0.0069	76.532	90	PEHD 10 atm	1.085	2.825	3.1075	8	22.34	14.34	1.43
N11-B17	148.95	5.24	4.0872	0.0041	58.994	75	PEHD 10 atm	0.928	2.207	2.4277	8.12	19.91	11.79	1.18

IV.6 CONCLUSION

Le système d'adduction constitue la composante principale d'un projet d'aménagement hydro-agricole, car il permet de gérer l'eau du périmètre depuis la source jusqu'aux parcelles.

Après avoir opté pour la variante mixte de refoulement et de distribution gravitaire, des calculs des paramètres hydrauliques ont été réalisés pour les différentes canalisations dans toutes les parties du réseau de distribution. Nous avons choisi des canalisations en PEHD pour les diamètres inférieurs ou égaux à 315 mm, tandis que les canalisations en fonte sont utilisées pour les diamètres supérieurs (par exemple, 400 mm).

Pour l'ensemble du réseau d'adduction, nous avons obtenu une pression satisfaisante, permettant l'utilisation de systèmes d'irrigation nécessitant de la pression, tels que l'irrigation par aspersion.

Chapitre VI :

TECHNIQUES D'IRRIGATION

VII.1. Introduction

L'efficacité du système d'irrigation est essentielle pour une gestion optimale des ressources en eau, cruciales pour répondre aux besoins hydriques des cultures. Ce chapitre examine les différentes méthodes et techniques d'irrigation disponibles, dans le but de choisir celle qui convient le mieux aux caractéristiques spécifiques de notre périmètre d'étude. Une compréhension approfondie des principes théoriques de chaque méthode est nécessaire pour faire des choix éclairés en matière d'application pratique. Notre objectif est de déterminer la méthode d'irrigation la plus adaptée pour garantir une gestion durable et efficace des ressources en eau dans notre contexte hydro-agricole.

VII.2 Choix des Techniques d'Irrigation

Le choix des techniques d'irrigation dépend de plusieurs facteurs clés, notamment :

- **La pente du terrain**, qui influence la méthode d'irrigation la plus efficace pour une distribution uniforme de l'eau.
- **Le débit disponible**, affectant directement la capacité à satisfaire les besoins en eau des cultures tout en préservant les ressources hydriques pour l'avenir.
- **La nature du sol**, y compris sa perméabilité, qui détermine la capacité du sol à retenir et absorber l'eau, et donc le système d'irrigation le plus approprié.
- **Les besoins en eau des cultures**, qui dictent la fréquence et la quantité d'eau nécessaires pour maintenir des rendements agricoles optimaux.
- **Les considérations économiques**, telles que les coûts d'installation, d'entretien et d'exploitation des systèmes d'irrigation, qui sont essentiels pour la décision finale.
- **La rentabilité de l'opération**, visant à maximiser les rendements agricoles tout en minimisant les coûts liés à l'utilisation de l'eau, pour assurer une gestion durable et efficace des ressources.

Cette approche intégrée permet de sélectionner la technique d'irrigation la mieux adaptée à chaque contexte agricole spécifique, favorisant une utilisation optimale des ressources en eau tout en soutenant la durabilité économique et environnementale des exploitations agricoles.

VII.3. Analyse des Méthodes d'Irrigation :

Les techniques d'irrigation se classifient selon leur mode d'application :

- **Irrigation de surface** : Cette méthode utilise la gravité pour répartir l'eau uniformément sur le terrain.

- **Irrigation par aspersion** : Cette technique pulvérise l'eau en fines gouttelettes au-dessus des cultures, simulant ainsi la pluie.
- **Irrigation localisée** : Exemple typique est l'irrigation goutte-à-goutte, qui fournit l'eau directement aux racines des plantes de manière précise et efficace.

Chaque méthode présente des avantages et des inconvénients distincts, adaptés à divers types de sols, de cultures et de conditions environnementales.

VI.4.Composants Principaux du Réseau :

VI.4.1 Point d'Alimentation

Le point d'alimentation est constitué d'une conduite principale en PVC rigide ou en acier galvanisé, installée à une hauteur adéquate au-dessus du sol. Il inclut un purgeur d'air, une vanne de contrôle, des sorties pour l'injecteur d'engrais, ainsi qu'un filtre. Des dispositifs additionnels, tels qu'un filtre à gravier ou un séparateur à sable, peuvent être intégrés en amont selon les besoins.

VI.4.2 Conduite Principale

La conduite principale est responsable du transport principal du débit dans le système. Elle optimise les conditions hydrauliques pour maintenir une vitesse de courant appropriée et réduire les pertes de charge.

VI.4.3 Conduites Secondaires

Ces conduites, de plus petit diamètre, se raccordent à la conduite principale pour distribuer le flux vers différentes zones du système d'irrigation.

VI.4.4 Bornes d'Irrigation

Les bornes d'irrigation régulent et distribuent l'eau depuis les réseaux de distribution sous pression vers les zones spécifiques à irriguer, améliorant ainsi l'efficacité et la gestion de l'irrigation agricole.

VI.4.5 Conduites de Distribution (Porte Rampe)

Ces conduites, de diamètre réduit et installées en surface le long des parcelles, relient les bornes d'irrigation aux conduites secondaires, assurant une distribution précise de l'eau aux zones d'irrigation définies.

VI.4.6 Conduites de Distribution Perpendiculaires (Rampe)

Ces conduites de petit diamètre se connectent perpendiculairement aux conduites principales, distribuant l'eau à intervalles réguliers le long des lignes de culture pour répondre aux besoins spécifiques des cultures.

VI.4.7 Dispositifs de Distribution

Ces dispositifs variés, tels que les asperseurs, mini-diffuseurs et goutteurs, assurent une distribution efficace et précise de l'eau selon les exigences particulières des cultures, garantissant ainsi une irrigation optimale et économique.

Irrigation de Surface :

L'irrigation de surface englobe les techniques d'arrosage où l'eau est distribuée directement sur la parcelle, sans être confinée, en s'écoulant simplement à la surface du sol. Ce mode d'irrigation exploite la configuration naturelle du terrain et les propriétés hydriques du sol, telles que le ruissellement, l'infiltration et la capillarité, pour garantir une répartition efficace de l'eau. Cette méthode est particulièrement adaptée aux terrains présentant une pente légère à modérée, car elle favorise un écoulement uniforme et facilite l'absorption de l'eau par les racines des cultures.

✓ Avantage :

- Coût relativement faible
- Ne nécessite aucune technologie
- Nécessite un niveau de connaissances relativement faible pour l'exploitation et l'entretien

✓ Inconvénients :

- Très faible efficacité d'utilisation de l'eau
- Contribution aux émissions de gaz à effet de serre en raison des pratiques courantes
- Lessivage des engrais
- Engorgement de l'eau
- Pollution des sources d'eau due au lessivage
- Application altérée des éléments nutritifs

<https://fr.rivulis.com>

VI.5.1 Irrigation par Ruissellement

L'irrigation par ruissellement consiste à permettre à l'eau de s'écouler naturellement sur la surface du sol, favorisant ainsi son infiltration en profondeur. Cette technique permet au sol de s'humidifier jusqu'à la profondeur nécessaire pour atteindre les racines des cultures, tout en réduisant les pertes par évaporation. Elle est particulièrement adaptée aux terrains en pente douce, offrant une solution efficace pour satisfaire les besoins hydriques des cultures tout en optimisant l'utilisation des ressources en eau disponibles.

Irrigation à la Raie :

L'irrigation à la raie couvre une petite portion de la surface totale de la parcelle, généralement entre un cinquième et la moitié de celle-ci. L'eau est distribuée à travers des raies situées dans des sillons, ce qui simplifie sa gestion. Cette méthode est particulièrement adaptée aux cultures plantées en lignes, telles que le maïs. Elle offre une flexibilité accrue dans la gestion des besoins en eau.

Irrigation par Submersion :

L'irrigation par submersion est une technique agricole qui consiste à immerger temporairement les champs sous une couche contrôlée d'eau. Cette méthode permet de saturer le sol en eau, créant ainsi une réserve hydrique cruciale pour la croissance et le développement des cultures. De plus, elle peut améliorer la fertilité du sol en facilitant la décomposition de la matière organique et en augmentant la disponibilité des nutriments. Toutefois, il est essentiel de gérer soigneusement le niveau de l'eau pour éviter d'endommager les cultures et minimiser les pertes d'eau dues à l'évaporation.

SYSTÈMES D'IRRIGATION PAR ASPERSION :

Le système d'irrigation par aspersion consiste à reproduire, à l'aide de jets d'eau, un arrosage semblable à l'arrosage de la pluie. C'est une technique parfaite pour les grandes surfaces uniformes. Cette technique utilise du matériel d'irrigation spécifique.



Figures 23 et 24 : asperseurs

Irrigation par rampes fixes :

Elles sont efficaces là où les méthodes de surface le sont moins. Il est possible d'utiliser plusieurs types de rampes avec des asperseurs différents afin de s'adapter à la topographie.

Irrigation par rampes mobiles :

Les rampes mobiles sont une méthode efficace et précise mais demandent beaucoup de temps et de main d'œuvre. Les rampes peuvent se déplacer manuellement, ou des systèmes side roll peuvent se déplacer avec la canalisation comme axe. Elles sont adaptées pour des cultures à faible développement.

Irrigation par rampes frontales :

Les rampes frontales se déplacent parallèlement les unes aux autres et les asperseurs fonctionnent en même temps.

<https://fr.blog.sencrop.com>

I. Les Avantages :

- **Aucun Aménagement Préalable** : Il n'est pas nécessaire de préparer la surface avant l'irrigation.
- **Oxygénation de l'Eau** : L'eau projetée en pluie bénéficie d'une forte oxygénation.
- **Économie d'Eau** : Réduit significativement la consommation d'eau.
- **Conditions Ambiantes** : Améliore les conditions climatiques locales pour les cultures.
- **Automatisation** : Possibilité d'automatiser le système d'irrigation pour plus de commodité.
- **Moins de Main-d'œuvre** : Réduit les besoins en main-d'œuvre pour l'irrigation.

II. Les Inconvénients :

- **Coût Élevé** : Le prix d'achat du matériel est considérable.
- **Tassement du Sol** : Peut entraîner un compactage du sol.
- **Mauvaises Herbes** : Favorise le développement des mauvaises herbes.
- **Sensibilité au Vent** : L'homogénéité de l'arrosage peut être compromise par des vents forts.
- **Eaux Salées** : L'utilisation d'eau salée peut endommager le feuillage des plantes.

3. Systèmes de Micro-Irrigation :

La micro-irrigation : avantages et contraintes

Également connue sous le nom d'irrigation localisée, la micro-irrigation se réalise à l'aide de micro-asperseurs ou de systèmes de goutte-à-goutte. Ce procédé utilise un réseau de petits tuyaux disposés en surface pour apporter l'eau directement près des plantes. Ce système est particulièrement économique en eau, mais sa mise en œuvre peut être complexe sur de grandes surfaces agricoles. Il est donc surtout employé dans les cultures maraîchères ou les zones rurales, où l'eau est délivrée lentement à des fréquences, pressions et débits contrôlés.

Irrigation par Micro-Asperseurs :

Les micro-asperseurs sont de petits dispositifs qui distribuent l'eau à une courte distance des plantes. Cette méthode minimise les phénomènes d'évaporation et de colmatage. En outre, elle permet de lutter contre le gel et offre une plus grande flexibilité dans les arrosages.

Irrigation Goutte-à-Goutte :

Avec l'irrigation goutte-à-goutte, l'eau est délivrée directement sur ou dans le sol, à proximité du système racinaire des plantes. Cela limite l'accès des adventices à l'eau et permet d'arroser fréquemment pour maintenir un milieu humide autour des racines. Bien que cette méthode soit coûteuse à installer et nécessite une maintenance importante, elle est très efficace en termes de rendement par mètre cube d'eau et d'énergie, et le retour sur investissement peut être relativement rapide.



Figure 25 : techniques d'irrigation



figure 26 : goutte a goutte

Irrigation Goutte-à-Goutte Enterré :

Cette variante consiste à enterrer les lignes de goutte-à-goutte dans la zone racinaire, ce qui permet d'élargir le bulbe humide autour des racines des plantes. Ce système optimise la distribution de l'eau et améliore l'efficacité de l'irrigation en réduisant l'évaporation et le ruissellement.

VI.2.3.1 Avantages d'irrigation goutte a goutte :

- **Développement Amélioré des Cultures** : Favorise un meilleur développement des plantes grâce à l'humidification constante de la couche active du sol.
- **Économie d'Eau et de Main-d'œuvre** : Réduit les besoins en eau et en main-d'œuvre grâce à un système fixe.
- **Réduction des Mauvaises Herbes** : Limite la croissance des mauvaises herbes en dirigeant l'eau directement aux racines des cultures.

- **Réduction de l'Évaporation***: Diminue les pertes d'eau par évaporation.
- **Économie d'Engrais** : Moins de gaspillage d'engrais grâce à une application ciblée.
- **Automatisation Facile***: Le système peut être facilement automatisé pour une gestion simplifiée.

Inconvénients :

- **Coût Élevé du Matériel** : Le coût d'installation et du matériel est très élevé.
- **Risque d'Obstruction des Goutteurs** : Les goutteurs peuvent se boucher, nécessitant un entretien régulier.
- **Nécessité de Main-d'œuvre Spécialisée** : Demande l'intervention de personnel qualifié pour l'installation et la maintenance.

III.Ouvrages de Stockage :

Les ouvrages de stockage sont essentiels pour une gestion efficace et continue de l'eau, garantissant une distribution fiable aux réseaux de distribution. Ces structures sont conçues pour conserver l'eau temporairement avant sa distribution, et sont dimensionnées pour couvrir les besoins quotidiens en eau sur une période de vingt-quatre heures.

VI.1.1 Types d'Ouvrages de Stockage

Les ouvrages de stockage se classifient principalement en deux catégories :

- **Stockage Public** : Inclut des infrastructures telles que les châteaux d'eau et les réservoirs de grande capacité. Ces ouvrages sont cruciaux pour maintenir la pression et réguler le flux d'eau dans les réseaux de distribution.
- **Stockage Domestique** : Comprend divers réservoirs, bassins et citernes utilisés pour les besoins individuels et communautaires. Ils assurent une réserve d'eau adaptée aux usages locaux.

VI.1.2 Fonctionnement et Entretien

Le fonctionnement commence par le captage de l'eau depuis des sources souterraines, des stations de traitement ou d'autres réservoirs, puis elle est pompée vers les réservoirs de stockage situés en altitude. Cette configuration favorise une distribution gravitationnelle efficace, réduisant ainsi le besoin en pompes et en énergie.

L'entretien des réservoirs est crucial pour garantir la qualité de l'eau et la durabilité des infrastructures. Les procédures incluent :

- **Nettoyage** : Consiste à vidanger le réservoir, éliminer les dépôts par brossage manuel, puis rincer avec des solutions désinfectantes pour assurer propreté et hygiène.

• **Désinfection** : Vise à éliminer les microorganismes pathogènes susceptibles de contaminer l'eau stockée. La désinfection est réalisée périodiquement conformément aux normes sanitaires rigoureuses.

VI.1.3 Sécurité Sanitaire et Durée de Stockage

Pour préserver la qualité de l'eau, les réservoirs doivent être conçus et entretenus pour minimiser les risques de contamination. L'eau ne doit pas être stockée plus de quarante-huit heures sans renouvellement partiel ou complet afin d'assurer sa sécurité et sa conformité aux normes de qualité.

En conclusion, les ouvrages de stockage sont des infrastructures vitales pour la sécurité hydrique des communautés. Ils nécessitent une gestion rigoureuse et des pratiques d'entretien régulières pour garantir une distribution d'eau fiable et durable.

Conclusion :

Une fois les contraintes identifiées, telles que les conditions climatiques, la nature du sol, l'aptitude culturale et le volume d'eau disponible, il devient plus facile de choisir la technique d'irrigation la plus appropriée.

Les systèmes d'irrigation goutte-à-goutte et par aspersion présentent des avantages notables par rapport à d'autres méthodes. Pour les cultures céréalières, l'irrigation par aspersion est recommandée, tandis que pour les cultures maraîchères et arboricoles, l'irrigation goutte-à-goutte est préférée.

CHAPITRE VII :

*DIMENSIONNEMENT A LA
PARCELLE*

I. Introduction:

Le présent chapitre concerne le dimensionnement d'un réseau d'irrigation par réseau goutte à goutte, en considérant les différents paramètres pour atteindre des rendements optimaux en économisant de l'eau, dont les principales caractéristiques ont été définies précédemment.

Pour ce projet, nous avons choisi l'Olivier comme culture pour dimensionner le réseau goutte à goutte.

I.1.Dimensionnement d'un réseau goutte à goutte :

Le réseau d'irrigation goutte à goutte est installé sur la parcelle P14 ; dont la surface est de 4.91 Ha ; alimentée par la borne B14 et dont les pressions calculées sont de l'ordre de 3.69 bars, ce qui est largement suffisant pour alimenter la parcelle.

I.1.1Données générales:

Culture: Olivier

Besoin de pointe: 133.18 mm (Juillet)

Organisation du réseau : Avec un écartement de 4*4m

Surface: 4.91 ha;

Longueur: 293 m;

Largeur: 188.60 m.

I.1.2Caractéristique du gouteur:

Débit nominal : 4l/h et pression nominale: 10m.c.e; Espacement des gouteurs : 2m

Le nombre de gouteurs par arbre : 2

VI.2.1 Besoins d'irrigation des cultures en

irrigation localisée :

VI.2.1.1 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. On applique alors à l'ETM un coefficient de réduction « K_r » dépend du taux de couverture du sol ($C_s=60\%$) pour les plantes adultes.

K_r peut être calculé par la formule proposée suivantes :

La formule de **Freeman** et **Garzoli** :

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

(VI.1)

Pour notre cas on considère un taux de couverture égale à 60% (pour les arbres adultes) donc : On prendra un coefficient $K_r = 0.80$

$$B_{jl} = B_j * K_r \quad (VI.2)$$

$$B_{j1} = (133.18/30) * 0.8 = 3,55 \text{ mm/j}$$

Dose nette pratique:

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

$$D_p = (H_{cc} - H_{pf}) \cdot Y \cdot Z \cdot d_a \cdot P\% = RFU \times P\% \quad (VI.3)$$

Avec:

H_{cc}: (27%), H_{pf}: (13%), d_a=1.35 et Y:(2/3);

Z: Profondeur racines (1500 mm),

P: Pourcentage du sol humidifié

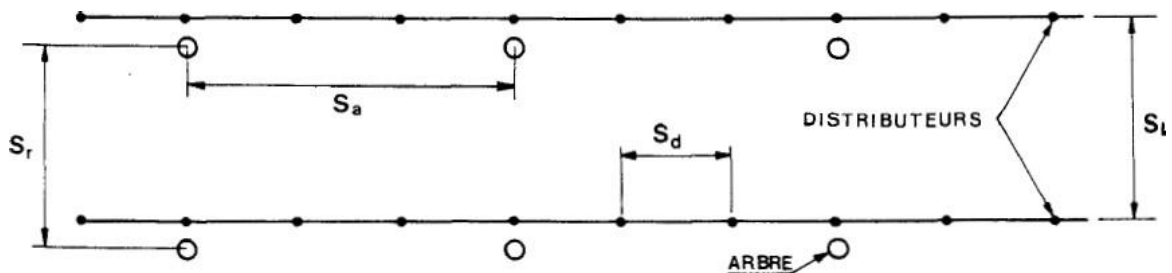


Figure 27 : Dispositifs d'installation des goutteurs sur la rampe.

$$P\% = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r} \quad (VI.4)$$

Avec :

- ✓ P: Volume du sol humidifié ;
- ✓ N: Nombre de point (de goutteurs) de distribution par arbre=2;
- ✓ S_{pd}: Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre=(2m);
- ✓ S_h: Largeur de la bande humidifiée (tirée de la table)=1m (arbres);
- ✓ S_r: Ecartement entre rangs d'arbre (4m) ;
- ✓ S_a : espacement des arbres sur les rangs (4m).

$$D_p = \frac{(27-13)}{100} \times 1500 \times \frac{2}{3} \times 1,35 \times 0.25 \text{ On trouve } D_p = 47.25 \text{ mm.}$$

$$P\% = \frac{2 \cdot 2 \cdot 1}{4 \cdot 4} = 25\% \quad (VI.5)$$

VI.2.1.3 Fréquence et intervalle des arrosages (Fr) :

L'intervalle entre deux d'arrosage (tour d'eau) est donné par la formule suivante :

$$Fr = \frac{\text{dose prt}}{B_{jl}} = \frac{47,25}{3.55} = 13.31 \text{ jours}$$

(VI.6)

Donc on prend une fréquence de **13 jours**.**VI.2.1.4 Calcul de la dose(brute):**On recalcule la nouvelle dose pratique : $Dp' = Fr.Bjl : = 13 \times 3,55 = 46,15 \text{ mm}$

$$D_{brute} = \frac{DP}{\text{eff} \times Cu} = \frac{46,15}{0,9^2} \text{ 57 mm} \quad \text{Avec:}$$

Eff : efficience du réseau d'irrigation **Eff = 90 %**Cu: coefficient d'uniformité **Cu=90%**.**VI.2.1.5 Durée de fonctionnement par d'arrosage(h):**

$$\theta = T_f = \frac{D_{br} \times S_a \times S_r}{n \times Q_g} \quad (\text{VI.7})$$

Avec:

Sr et Sd espacement entre rang et distributeur,

N et Qg nombre et débit du goutteur.

$$T_f = \frac{57 \times 2 \times 4}{2 \times 4} = 57 \text{ h/mois}$$

VI.2.1.6 Nombre de poste:

Le nombre de poste par jour est défini comme suit:

$$N = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}} \quad (\text{VI.8})$$

$$= \frac{22}{6,5} \text{ on prend } 3.$$

VI.2.1.7 Surface de poste

$$S_p = \frac{\text{SURFACE TOT}}{N_p} \quad (\text{VI.9})$$

$$= \frac{4,91}{3} = 1,64 \text{ ha}$$

VI.2.2 Calculs hydrauliques :

- La longueur de la rampe **80 m**
- La longueur de la porte rampe: **120m**
- Longueur de conduite secondaire **10m**

1. La variation maximale du débit entre goutteur ne doit pas dépasser 10% selon

la règle de Christiansen :

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

2. La variation maximale de la pression:

$$q = K.H^x \quad \text{avec: } x=0.5 \text{ (caractéristique du goutteur)}$$

$$\frac{\Delta q}{q(g)}$$

Avec: q(g) :débit nominal du goutteur

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

Donc selon la règle de Christainsen 10%

Hsingulières = 0.2m

- Le reste $1.8\Delta H_{linéaire} = 1.8m$;
- Donc pour les rampes $= 2/3 \times 1.8 = 1.2 m$;

Pour le porte rampe $= 1/3 \times 1.8 = 0.6 m$

VI.2.3 Dimensionnement des canalisations du réseau:

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

➤ Les rampes

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

➤ Porte-rampes

C'est la conduite qui alimente les rampes, ils sont généralement en polyéthylène (PEHD). Le diamètre des rampes ainsi que du porte-rampe est calculé d'après les formules suivantes:

$$\Phi_r(\text{cal}) = \left[\frac{p.d.c(r) * 2.75}{L(r) * 0.47 * Q^{1.75}} \right]^{-1/4.75} \quad (\text{VI.12})$$

$$\Phi_{pr}(\text{cal}) = \left[\frac{p.d.c(pr) * 2.75}{L(pr) * 0.47 * Q^{1.75}} \right]^{-1/4.75} \quad (\text{VI.13})$$

Avec:

- ✓ $P_{dc}(r)$: 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;
- ✓ $\Phi_r(\text{cal})$: le diamètre de rampes ;
- ✓ $\Phi_{pr}(\text{cal})$: le diamètre de porte rampe.

VI.2.3.1 Pour les rampes : $L=80m$

1/Le nombre d'arbres par rampe :

$$N_{arbres} = L_r / E_a = 80 / 4 = 20 \text{ arbres}$$

2/Nombre des goutteurs par rampe

$$N_g = N_{arbres} * n = 20 * 2 = 40 \text{ goutteurs}$$

$$P_{dc} = 1.2m$$

$$Q_r = 160l/h$$

3/Débit de la rampe :

$$Q_r = N_g \times Q_g = 40 \times 4 = 160l/h$$

Pdc=1.2m

4/Diamètre de la rampe :

$$\Phi_r(cal) = \left[\frac{p.d.c(r)*2.75}{L(r)*0.47*Q^{1.75}} \right]^{-1/4.75} \quad (VI.17)$$

D_rampe=11,79 mm, on prend **DN=16mm**.

5/Vérification des pertes de charges :

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

Perte de charge selon Hazen-williams.

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_H} \right)^{1.852} \frac{Q^{1.852}}{D^{4.87}} \quad (VI.18)$$

On : C = 130(PE) ; L = 80m ; D = 0.016m

Q = 0.000044 m³/s

$\Delta H_{rampe}=0.5m < 1.2 m$ (vérifiée).

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_H} \right)^{1.852} \frac{Q^{1.852}}{D^{4.87}} \quad (VI.19)$$

On : C = 130(PE) ; L = 80m ; D = 0.016m ;

Q = 0.000044 m³/s

$\Delta H_{rampe}=0.5m < 1.2 m$ (vérifiée).

VI.2.3.2 Pour la porte rampe:

1) Le nombre des rampes :

$N_r = L_{pr}/E_r = 120/4 = 30$ rampes

2) Débit de la porte rampe :

$Q_{pr} = Q_r \times N_r = 160 \times 30 = 4800$ l/h ;

3) Diamètre de la porte rampe:

$Q_{pr} = 4800$ l/h ; Pdc = 0.6m

$$\phi_{pr(cal)} = \frac{p.d.c(pr) * 2.75}{0.478 * Q(pr)^{1.75}}^{-1/4.75}$$

Donc : Dpr = 48 on prend 63mm.

4) Vérification des pertes de charges:

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_w}\right)^{1.852} \cdot \frac{L}{D^{4.87}} \cdot Q^{1.852}$$

$C_w=130, L=120\text{m}, D=0.063\text{m}, Q=0.00133\text{m}^3/\text{s}$

$\Delta H_{\text{porte rampe}}=0.515\text{m} < 0.6\text{m}$ (vérifiée)

Donc les pertes de charges sur rampes et porte-rampe sont :

$\Delta H_{\text{rampe+porterampe}}=1,15\text{m} < 1.8\text{m}$ (Règle de Christiansen Vérifiée).

VI.2.3.1 Calcul des diamètres de la conduite secondaire :

Pour calculer le diamètre on doit fixer la vitesse d'écoulement (valeur optimale) 1,05 m/s tel que :

$$D = \sqrt[4]{4 * Q/V * \tau} \quad (\text{VI.19})$$

Avec:

✓ Q : débit de la conduite considérée (m^3/s);

✓ V : vitesse d'écoulement (m/s).

On prend $D=63\text{mm}$.

Tableau 42 : Calcul Récapitulatif et vérification des pressions à la borne de distribution :

Conduites	La rampe	Porte rampe	C . tertiaire
Longueur(m)	80	120	10
Diamètre (mm)	16	63	63
Débit (m^3/s)	0.000044	0.0013	0.0013
Pertes de charge(m)	0.5	0.515	0.041

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

$$P(m)=10+0,5+0.515+0.041=11.05\text{m}=1.1 \text{ bar} < 3.69 \text{ bar}$$

Donc : la pression requise est nettement inférieure à celle de la borne.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le dimensionnement d'un réseau goutte à goutte pour la culture l'olivier

L'utilisation de ce système pour le but d'économiser l'eau d'irrigation, et aussi d'améliorer les rendements des cultures, ce qui permettra d'intensifier les cultures dans la wilaya de BLIDA

CHAPITRE VIII :

CALCULS TECHNO ECONOMIQUE

VIII.1.Introduction

L'évaluation financière d'un projet est une étape cruciale qui intervient après l'achèvement des différentes phases d'étude. Son objectif est d'estimer précisément le coût total de l'entreprise, englobant non seulement les travaux et la préparation nécessaire, mais également toutes les commodités essentielles à sa réalisation. Grâce à ce processus d'estimation détaillée, nous pourrions mieux comprendre l'investissement requis pour un projet hydro-agricole et anticiper sa rentabilité future. Ce chapitre se concentrera donc sur le calcul minutieux des quantités de matériaux nécessaires et sur l'évaluation globale des dépenses liées à l'aménagement du périmètre hydro-agricole.

VIII.2.Diverses tâches à réaliser**VIII.2.1Creusement et préparation des tranchées**

Les tranchées sont creusées d'une manière précise et méthodique selon les spécifications techniques pour accueillir les canalisations, en tenant compte de la profondeur, de la largeur et de la pente requises. Cette étape assure la préparation adéquate du terrain pour l'installation des conduites, tout en respectant strictement les normes de sécurité et environnementales établies.

VIII.2.2Installation d'un lit de sable

Ce lit de sable, préparé avec précision, joue un rôle crucial en assurant une base stable et perméable pour les canalisations. Cette méthode permet de répartir uniformément les charges et de faciliter le drainage efficace des eaux pluviales ou des effluents, contribuant ainsi à la durabilité et à la performance globale du système. L'utilisation de matériaux appropriés et la mise en œuvre selon les normes techniques garantissent non seulement la résistance à long terme, mais aussi la réduction des risques de tassement ou de mouvement du sol.

Dans notre cas, il est prévu une épaisseur de 10centimètres (cm) pour ce lit de sable.

VIII.2.3Pose des canalisations(Conduites)

Les conduites sont installées dans les tranchées de manière à assurer leur alignement correct et leur intégrité structurelle. Cela comprend également l'installation des joints et des raccords nécessaires.

VIII.2.4Test et vérification

Une fois les canalisations posées, des tests d'étanchéité et de pression sont effectués pour s'assurer qu'elles fonctionnent correctement et qu'il n'y a pas de fuites.

VIII.2.5Remblayage et compactage

Après les tests réussis, les tranchées sont remblayées avec des matériaux appropriés (Les

terres excavées peuvent être réutilisées comme matériau de remblai) et compactées pour assurer la stabilité des canalisations. Et pour finaliser il est essentiel de répartir uniformément les terres utilisées comme remblai, sur tout seilles sont entas.

VIII.3. Les volumes des travaux de terrassement

Largeur du fond de la tranchée

La largeur de la tranchée est déterminée en fonction du diamètre de la conduite, avec un espace de 30 cm de chaque côté pour permettre un travail efficace et sécurisé. Ce calcul garantit que la tranchée est suffisamment dimensionnée pour accueillir la conduite tout en assurant un espace adéquat pour l'installation et la maintenance ultérieure du réseau.

Ainsi, la largeur est déterminée de la manière suivante:

$$B = d + 0.6(m)$$

D'où: B : est la largeur de la tranchée en mètres (m)

d: est le diamètre de la conduite en mètres (m)

VIII.4. Profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée doit être suffisante pour faciliter l'installation correcte des branchements spécifiques tout en évitant tout contact avec les autres conduites.

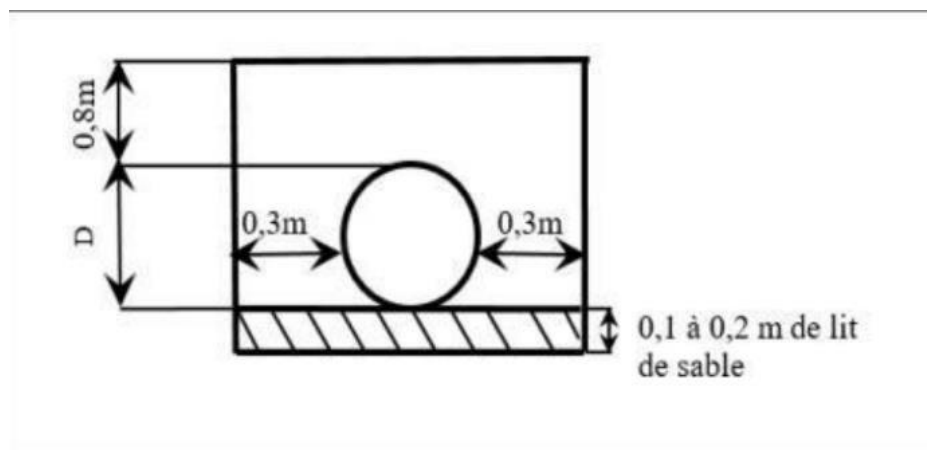


Figure 28. Schéma d'une tranchée.

Cette profondeur est calculée par la formule suivante:

$$H_{tr} = e + d + h$$

Avec: e: est l'épaisseur du lit de sable (m)

d: est le diamètre de la conduite en mètres (m)

h: est la hauteur du remblai au-dessus de la conduite en mètres (m)

VIII.5. Section de la tranchée

Les sections des tranchées sont spécifiées de la manière suivante:

$$S_{tr} = H_{tr} \times B$$

H_{tr} : représente la profondeur de la tranchée en mètres(m)

B : représente la largeur du fond de la tranchée en mètres(m)

VIII.6. Volume du déblai

Le volume du déblai est calculé comme suit:

$$V_{déblai} = S_{tr} \times L = B \times H_{tr} \times L \quad \text{d'où:}$$

$V_{déblai}$: volume du déblai(m³) S_{tr} : Section de la tranchée m²

L : Longueur de la tranchée en mètres m B : Largeur de la tranchée en mètres(m)

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

VIII.7. Volume de lit de sable

Le volume du lit de sable est calculé en utilisant la formule ci-dessous:

$$V_{lit\ desable} = e \times B \times L \text{ avec :}$$

$V_{lit\ desable}$: Volume du lit de sable(m³)

e : épaisseur de la couche du lit de sable en mètres(m)

B : Largeur de la tranchée en mètres(m) L : longueur de la tranchée en mètres(m)

VIII.8. Volume occupé par la conduite

On le trouve en utilisant le calcul suivant:

$$V_{conduite} = (\pi \times d^2 \times L) / 4$$

D'où: $V_{conduite}$: Volume de la conduite(m³)

d : Diamètre de la conduite en mètres (m)

L : Longueur de la tranchée en mètres(m)

VIII.9. Volume du remblai

Le remblai représente la quantité de terre nécessaire pour combler une tranchée et la ramener à son niveau initial, calculée selon la formule suivante :

$$V_{remblai} = V_{déblai} -$$

$$(V_{ls} + V_{con})$$

$V_{remblai}$: représente le volume du remblai(m³) $V_{déblai}$: représente le volume du déblai(m³) V_{ls} : représente le volume du lit de sable(m³)

V_{cod} : représente le volume occupé par la conduite(m³)

Tableau 43 Calcul des volumes des travaux de terrassement

D(mm)	Longueur	Largeur	Hauteur	Section	V déblai	V lit de sable	V conduite	V remblai	D(m)
400	225,67	1	1,3	1,30	293,371	22,567	28,34415	242,4598	0,4
400	435,2	1	1,3	1,30	565,76	43,52	54,66112	467,5789	0,4
63	107,25	0,663	0,963	0,64	68,47580025	7,110675	0,334155	61,03097	0,063
110	113,5	0,71	1,01	0,72	81,39085	8,0585	1,07808	72,25427	0,11
315	177,61	0,915	1,215	1,11	197,4534773	16,25132	13,83433	167,3678	0,315
90	151,94	0,69	0,99	0,68	103,790214	10,48386	0,96611	92,34024	0,09
90	184,8	0,69	0,99	0,68	126,23688	12,7512	1,175051	112,3106	0,09
315	308,57	0,915	1,215	1,11	343,0449833	28,23416	24,03502	290,7758	0,315
90	330,3	0,69	0,99	0,68	225,62793	22,7907	2,100213	200,737	0,09
90	188,04	0,69	0,99	0,68	128,450124	12,97476	1,195652	114,2797	0,09
315	159,54	0,915	1,215	1,11	177,3646065	14,59791	12,42683	150,3399	0,315
90	187,43	0,69	0,99	0,68	128,033433	12,93267	1,191774	113,909	0,09
90	270,93	0,69	0,99	0,68	185,072283	18,69417	1,722708	164,6554	0,09
250	798,25	0,85	1,15	0,98	780,289375	67,85125	39,16414	673,274	0,25
160	189,26	0,76	1,06	0,81	152,467856	14,38376	3,803369	134,2807	0,16
75	102,71	0,675	0,975	0,66	67,59601875	6,932925	0,453529	60,20956	0,075
63	116,1	0,663	0,963	0,64	74,1262509	7,69743	0,361729	66,06709	0,063

110	148,16	0,71	1,01	0,72	106,245536	10,51936	1,407298	94,31888	0,11
75	147,12	0,675	0,975	0,66	96,82335	9,9306	0,649627	86,24312	0,075
90	70,84	0,69	0,99	0,68	48,390804	4,88796	0,450436	43,05241	0,09
90	176,67	0,69	0,99	0,68	120,683277	12,19023	1,123356	107,3697	0,09
75	148,95	0,675	0,975	0,66	98,02771875	10,05413	0,657707	87,31589	0,075
total :					4168,721768	375,4146	191,1364	3602,171	

VIII.10.Estimation des frais des travaux de terrassement

Lorsqu'on évalue les coûts des travaux, il est essentiel d'inclure les frais associés au terrassement. Ces coûts englobent généralement les déblais et les remblais et aussi la pose des lits de sable.

Et pour déterminer le cout de ces travaux de terrassement il est important de connaître les prix d'un mètres cubes de chacun de ces travaux (déblai ,remblai ,et sable)

Tableau 44 : Estimation des frais des travaux de terrassement

Diamètre(mm)	Unité	Prix uni(DA)	Quantité(ml)	Montant(DA)
400	ml	6400	225,67	1444288
400	ml	6400	435,2	2785280
63	ml	198,97	107,25	21339,53
110	ml	495,4	113,5	56227,9
315	ml	4003,95	177,61	711141,6
90	ml	335,47	151,94	50971,31
90	ml	335,47	184,8	61994,86
315	ml	4003,95	308,57	1235499
90	ml	335,47	330,3	110805,7
90	ml	335,47	188,04	63081,78
315	ml	4003,95	159,54	638790,2
90	ml	335,47	187,43	62877,14
90	ml	335,47	270,93	90888,89
250	ML	2510,95	798,25	2004366
160	ML	1033,79	189,26	195655,1
75	ML	281,31	102,71	28893,35
63	ML	198,97	116,1	23100,42
110	ML	495,4	148,16	73398,46
75	ML	281,31	147,12	41386,33
90	ML	335,47	70,84	23764,69
90	ML	335,47	176,67	59267,48
75	ML	281,31	148,95	41901,12
Total HT				9824919

TVA19%		1866734,61
Total TTC		11691653,61

- Le prix par mètre cube (m^3) de déblai est égale à :450DA
- Le prix par mètre cube(m^3) de sable est égale à :1200DA
- Le prix par mètre cube(m^3) de remblai est égale à : 300DA

Dans ce tableau qui suit en trouve le prix des travaux de terrassement pour notre projet

Tableau 45 : Estimation du coût des travaux de terrassement.

Types de travaux	unité	Quantité (m^3)	Prix unit(DA)	Montant(DA)
déblai	M3	4168,721768	450	1875924
L. de sable	M3	375,4146	1200	450497,52
remblai	M3	3602,171	300	1080651,3
Total HT				3407073
TVA19%				647343,9
TotalTTC				4054416,9

VIII.11.Évaluation des coûts d'installation des conduites

Les coûts d'installation de la conduite de refoulement et de la conduite gravitaire sont spécifiés en détail dans le tableauVIII.3

VIII.12.Évaluation du coût des bornes d'irrigation

Dans notre projet, on a en tous 19 bornes d'irrigation, dont 15 de ces bornes sont du type A2et les 4 restantes sont du type A4. Le tableau VIII.4 représente l'estimation des couts de ces bornes

Tableau 46 :Estimation du cout des bornes d'irrigation.

Type de borne	Prix unitaire(DA)	Quantité	Montant(DA)
A2	50000	15	750000
A4	82000	4	328000
Total HT			1078000
TVA19%			204820
Total TTC			1282820

VIII.13. Devis estimatif du réservoir de stockage

Notre réservoir est d'une capacité de 1000m^3 , le tableau suivant nous montre le cout de notre réservoir de stockage

Tableau 47 : Devis estimatif du réservoir de stockage

Types de travaux	Montant(DA)
Travaux de génie civil	2457800
Equipement hydraulique	123900
Total HT	2581700
Total TTC	3072223

VIII.14. Estimation budgétaire du projet :

Le budget total de notre projet est détaillé dans le tableau suivant

Tableau 48 : Budget estimatif total

Les travaux réalisés	Le montant
Travaux de terrassement	4054416,9
Installation des conduites + pièces secondaires	11691653,61
Bornes irrigation	1282820
réservoir de stockage	3072223
Montant total TTC	20101113,5

Le coût total du projet s'élève à **vingt milliards un million cent treize mille cinq**. Dinars (20101113,5DA).

VIII.15. Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons examiné en détail l'établissement d'un devis quantitatif et estimatif qui n'est pas une estimation précise mais elle était assez proche de la réalité, cette estimation est essentielle pour évaluer précisément les coûts associés à chaque aspect du projet. Cel'inclut non seulement les travaux de construction, mais aussi les équipements nécessaires pour la mise en œuvre de notre périmètre, dont le coût total s'élève à 20101113,5DA. Cette augmentation s'explique par la nécessité d'un réseau d'irrigation

important (avec des diamètres de conduites conséquents) et par la distance considérable séparant notre périmètre du barrage.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

En conclusion de ce mémoire, qui a consisté à concevoir un projet d'irrigation pour le périmètre de BEN CHAABANE, situé dans la Wilaya de BLIDA, alimenté par la station d'épuration de BOUFARIK, nous avons étudié un périmètre couvrant une superficie de 143 hectares. Cette analyse nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Le climat de la région est de type **sub-humide**, avec des hivers chauds et une pluviométrie moyenne annuelle de 517.45 mm. Cette pluviométrie, bien que régulière, reste insuffisante, ce qui justifie la nécessité d'un système d'irrigation.
- L'étude des sols montre que le périmètre est dominé par des sols **limon-argileuse**, parfaits pour la croissance des cultures.
- L'eau de la station d'épuration de BOUFARIK présente un risque élevé de salinité, ainsi qu'une alcalinité modérée (C2-S1). Sa conductivité est de 0,71 mS/cm, et le pourcentage de sodium est de 19.2 %. Elle est néanmoins considérée comme adaptée pour l'irrigation.
- Le dimensionnement du périmètre a été effectué en fonction des besoins en eau de chaque culture, ce qui a permis de concevoir un réseau d'irrigation par îlots, alimenté par des bornes, pour une superficie nette de 143 hectares. J'ai utilisé une technique d'irrigation pour dimensionner les réseaux d'une parcelle : un système **goutte à goutte**.
- En ce qui concerne les paramètres d'écoulement, les résultats obtenus sont les suivants :
 - La vitesse d'écoulement varie entre **0,86 et 1,5 m/s**.
 - La pression varie entre **1.18 et 8 bars**.
- Nous avons également pris en compte les phases critiques liées à l'installation des conduites dans le système d'irrigation, en tenant compte des volumes nécessaires pour les terrassements.
- Le coût global du projet est estimé à environ **20101113,5 dinars algériens**.

Cette étude a permis d'aborder tous les aspects du projet, de l'analyse climatique et pédologique à la conception détaillée du système d'irrigation, dans le but d'améliorer la productivité agricole tout en préservant les ressources naturelles de la Wilaya de BLIDA.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- groupement SARL EL BAHDJA /SARL MATHE . étude du périmètre d'irrigation de béni slimane (secteur3) 251,87 ha, à partir du barrage de béni slimane (w. médéa). ensh, 2021.
- ALLAL AMIRA ET DALOUCHE DJAOUHER. analyse météorologique et topographique des feux de forêt: cas de la wilaya BLIDA (période 1985-2018). faculté des sciences de la nature et de la vie, 2020.
- BOUDIAF, A., MEGHRAOUI, M., AYADI, A., et al. active tectonics of the eastern tell atlas (algeria): insights from geomorphology, neotectonic data, and gps measurements 2017.
- CLAY D. MITCHELL ET J. KENNETH SYERS. introduction to soil science: soils in our environment. 2013.
- DAGHEL MOHAMED AMINE. etude d'extension du périmètre d'irrigation d'ain kercha partie est sur une superficie de 284 ha à oum el bouaghi. ensh, 2020.
- SINHA NK, SIDHU JS, BARTA J, WU JSB, CANO MP, editors. handbook of fruits and fruit processing. second edition. ames, iowa: wiley-blackwell; 2012.
- J. DOORENBOS; A. KASSAM. reponse des rendements à l'eau. fao bulletin d'irrigation et de drainage (n33). 1980.
- SALAH SM. étude de protection contre les inondations de la ville derradji redjem (w. annaba). ensh, 2022.