



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME :

**DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU D'IRRIGATION DU
PERIMETRE SAHEL ALGEROIS-OUEST /SECTEUR III
(180 ha) NADOR A PARTIR DU BARRAGE DE
BOUKERDANE, W. TIPAZA**

Présenté par :

BENLAKEHAL Abderraouf

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
RASSOUL Abdelaziz	Professeur	Président
AZIEZ Ouahiba	M.C.B	Examinatrice
KERID Rachid	M.C.A	Examineur
SAIL Nadhira	M.C.B	Examinatrice
KHEDIMALLAH Abderrahmane	M.C.B	Promoteur

Session Septembre 2025

Dédicaces

Je dédie ce travail à ma famille, qui a été mon roc et mon soutien tout au long de ce parcours.

À mes chers parents :

Merci pour votre amour inconditionnel, votre patience et vos innombrables sacrifices. Vous avez toujours cru en moi et m'avez guidé avec sagesse. Votre encouragement constant m'a permis d'avancer avec confiance, et votre présence a été une source de force et d'inspiration inestimable.

À mes frères et sœurs :

Votre soutien et votre affection m'ont aidé à traverser les défis de la vie. Vous êtes des compagnons de route précieux, et je vous en suis profondément reconnaissant.

À mes amis :

Votre amitié précieuse a illuminé ce parcours. Vous avez partagé des moments inoubliables avec moi, et votre soutien indéfectible a rendu cette aventure bien plus mémorable.

Votre présence dans ma vie a enrichi mon expérience d'une manière que les mots ne peuvent pleinement exprimer

Remerciements

Je remercie d'abord *Allah* pour Sa bénédiction, Sa guidance et Sa sagesse, qui m'ont permis d'arriver jusqu'ici.

Je tiens à exprimer ma sincère gratitude à mon promoteur, *Monsieur KHEDIMALLAH*, pour sa guidance précieuse et son soutien tout au long de cette aventure.

Je remercie encore les membres du jury : *Mr. RASSOUL*, *Mme. AZIEZ*, *Mr. KERID* et *Mme. SAIL* pour leur acceptation de consulter mon mémoire.

Merci à ma famille pour le soutien indéfectible, l'encouragements et l'amour inconditionnel. Un remerciement particulier à *mes parents* pour leurs sacrifices et leur sagesse, qui m'ont permis d'avancer avec confiance.

Je souhaite également remercier mes amis pour leur amitié et leur soutien, qui ont rendu ce parcours bien plus mémorable.

Enfin, je tiens à remercier *l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique* pour l'environnement enrichissant et stimulant que vous m'avez offert durant ces années d'apprentissage.

ملخص

الهدف الرئيسي من هذه المذكرة هو تصميم شبكة سقي فعالة لمنطقة الساحل الجزائري الغربي (180 هكتارًا)، الواقعة في ولاية تيبازة، باستخدام المياه من سد بوكردان. وتعتمد هذه الطريقة على تحليل دقيق للمعطيات الهيدرولوجية والمناخية والتربة، مما يسمح باختيار المحاصيل ومتطلبات المياه اللازمة لإنشاء نظام سقي مثالي. ويهدف اعتماد تقنيات السقي الحديثة إلى تحديث نظام التوزيع وتحسين إنتاجية المحاصيل وضمان الربحية المستدامة للمشروع.

الكلمات المفتاحية: القياسات – سد بوكردان – السقي – الاحتياجات – المحاصيل – الضغط – قطر الأنابيب.

Résumé

L'objectif principal de ce mémoire de fin d'études est de concevoir un réseau d'irrigation efficace du périmètre Sahel Algérois-Ouest (180ha), situé dans la wilaya de Tipaza, en utilisant l'eau du barrage de Boukerdane. Cette démarche repose sur une analyse rigoureuse des données hydrologiques, climatologiques et pédologiques, permettant de faire le choix des cultures et les besoins en eau nécessaires pour établir un système d'irrigation optimal. L'adoption de techniques d'irrigation modernes, vise à moderniser le système de distribution, améliorer les rendements des cultures, et garantir une rentabilité durable du projet.

Mots clés : dimensionnement – barrage Boukerdane – irrigation – besoins – cultures – pression – diamètre de conduite.

Abstract

The primary objective of this dissertation is to design an efficient irrigation network for the 180-hectare Sahel Algiers-West perimeter, located in the Tipaza province, using water from the Boukerdane Dam. This approach is founded upon a thorough examination of hydrological, climatological, and soil data, thereby facilitating the selection of suitable crops and the determination of water requirements essential for the establishment of an optimal irrigation system. The implementation of contemporary irrigation methodologies is intended to modernise the distribution infrastructure, enhance crop productivity, and ensure the project's ongoing financial viability.

Keywords: Sizing; Boukerdane dam; irrigation needs; crops; pressure; pipe diameter.

Table de matières

Introduction générale	14
CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude	16
I.1. Situation géographique	16
I.2. Analyse climatologique de la région	17
I.2.1. Précipitations	17
I.2.2. Température	18
I.2.3. Humidité relative	19
I.2.4. Le vent.....	20
I.2.5. Ensoleillement.....	20
I.2.6. L'évaporation.....	21
I.2.7. Classification du climat	22
I.2.7.1. Indice d'aridité de MARTONNE :	22
I.2.7.2. Quotient pluviométrique d'EMBERGER :	23
I.2.7.3. Diagramme ombrothermique de GAUSSEN :	24
I.3. Conclusion	24
CHAPITRE II : Ressources en eau et en sol.....	27
II.1. Ressources en eau	27
II.1.1. Qualité de l'eau d'irrigation.....	29
II.1.1. Classification des eaux d'irrigation	30
II.2. Ressources en sol.....	33
II.2.1. Les aptitudes culturales des sols	34
CHAPITRE III : Etude hydrologique.....	36

III.1.	Homogénéité de la série pluviométrique (Test de Wilcoxon)	37
III.2.	Ajustement de la série pluviométrique	39
III.2.1.	Ajustement à la loi Normale	39
III.2.2.	Ajustement à la loi Log-Normale	41
III.3.	Comparaison entre les deux lois (test de Khi-carrée).....	43
III.4.	Détermination de l'année de calcul	43
CHAPITRE IV : Calcul des besoins.....		46
IV.1.	Besoin en eau du périmètre	46
IV.1.1.	Calcul des besoins en eau	46
IV.1.2.	Calcul d'évapotranspiration de référence (ET₀)	47
IV.1.3.	L'évapotranspiration maximale ETM	49
IV.1.4.	Calcul de pluie efficace.....	49
IV.1.5.	Calcul de la réserve en eau du sol.....	49
IV.2.	Choix des cultures.....	50
IV.3.	Calcul des besoins en eau des cultures	51
	Besoins de la luzerne	51
	Besoins de la tomate	51
	Besoins de la betterave	52
	Besoins de l'olivier.....	52
IV.4.	Calcul du débit spécifique (Q _s)	53
IV.5.	Volume d'eau d'irrigation	54
CHAPITRE V : Calcul du réseau d'adduction		56
V.1.	Système d'adduction	56
V.1.1.	Variante d'aménagement.....	56
V.1.2.	Matériaux de construction des canalisations	56

V.1.3.	Matériel hydromécanique	57
V.2.	Système de pompage	58
V.2.1.	Calcul hydraulique du système d'adduction.....	59
V.2.2.	Choix des pompes et nombre des pompes	62
V.2.3.	Protection contre la cavitation.....	64
V.2.4.	Protection contre le coup de bélier	64
V.2.5.	Dimensionnement du réservoir de stockage	65
V.3.	Dimensionnement du réseau de distribution	65
V.3.1.	Choix du type des bornes	65
V.3.2.	Calcul des diamètres des conduites	67
V.3.3.	Calcul des pertes de charge.....	67
V.3.4.	Calcul de la pression	67
CHAPITRE VI : Dimensionnement à la parcelle.....		71
VI.1.	Dimensionnement du réseau de goutte à goutte	71
VI.2.	Dimensionnement du réseau d'aspersion.....	75
CHAPITRE VII : Calcul technico-économique		80
VII.1.	Calcul des volumes des travaux.....	80
	Exécution des tranchées :.....	80
	Pose du lit de sable :	80
	Pose des conduites :	80
	Remblayage des tranchées :.....	80
	Nivellement et compactage :	81
	Calcul des volumes	81
VII.1.	Devis estimatif total	85
Conclusion générale		88

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE.....	89
ANNEXE I : Caractéristiques hydriques de sol	90
ANNEXE II : Prix unitaires des conduites en PEHD	91

Listes des tableaux

Tableau I. 1. Précipitations moyennes mensuelles.....	18
Tableau I. 2. Températures mensuelles de la station de Boukerdane.....	18
Tableau I. 3. Humidité relative moyenne mensuelle.....	19
Tableau I. 4. La vitesse moyenne mensuelle du vent.....	20
Tableau I. 5. Les heures moyennes d'ensoleillement.....	20
Tableau I. 6. Evaporation mensuelle.....	21
Tableau I. 7. Classification de climat selon MARTONNE.....	22
Tableau II. 1. Capacités du barrage Boukerdane.....	27
Tableau II. 2. Caractéristiques physico-chimiques de l'eau du barrage Boukerdane.....	29
Tableau II. 3. Caractéristiques physico-chimiques du sol du périmètre.....	33
Tableau III. 1. Série pluviométrique de la station Boukerdane (1987-2021).....	36
Tableau III. 2. Tableau de la procédure du test de Wilcoxon.....	38
Tableau III. 3. Statistiques de l'ajustement à la loi Normale.....	40
Tableau III. 4. Statistiques de l'ajustement à la loi Log-Normale.....	42
Tableau III. 5. Tableau de l'année de calcul.....	43
Tableau IV. 1. Tableau de pluie efficace.....	49
Tableau IV. 2. Tableau d'occupation de sol.....	50
Tableau IV. 3. Tableau de cycle végétatif.....	50
Tableau IV. 4. Besoins de la luzerne.....	51
Tableau IV. 5. Besoins de la tomate.....	51
Tableau IV. 6. Besoins de la betterave.....	52
Tableau IV. 7. Besoins de l'olivier.....	52
Tableau IV. 7. Tableau récapitulatif des besoins nets.....	53
Tableau V.1. Calcul de la HMT.....	61
Tableau V.2. Calcul des frais d'exploitation.....	61

Tableau V.3. Calcul des frais d'investissement.....	61
Tableau V.4. Calcul du bilan total des frais.....	61
Tableau V.5. Choix de pompes.....	63
Tableau V.6. Diamètres des bornes.....	66
Tableau V.7. Choix de bornes.....	66
Tableau V.8. Calculs hydrauliques des tronçons.....	68
Tableau VI.1. Tableau récapitulatif des dimensions de canalisation.....	77
Tableau VII.1. Calcul des volumes.....	83
Tableau VII.2. Cout des travaux du réseau d'adduction.....	84
Tableau VII.3. Cout des travaux de terrassement.....	84
Tableau VII.4. Cout des accessoires d'irrigation.....	85
Tableau VII.5. Devis estimatif total.....	85

Liste des figures

Figure I. 1. Carte de situation géographique de W.Tipaza.....	16
Figure I. 2. Carte satellitaire du périmètre (Source : google maps, le 30/09/2025 à 07:05).....	17
Figure I. 3. Diagramme des précipitations moyennes mensuelles.....	18
Figure I. 4. Températures mensuelles.....	19
Figure I. 5. Courbe de variation de l'humidité relative.....	19
Figure I. 6. Graphe de la vitesse du vent.....	20
Figure I. 7. Diagramme d'ensoleillement moyenne mensuelle.....	21
Figure I. 8. Courbe de variation de l'évaporation.....	21
Figure I. 9. Diagramme bioclimatique d'EMBERGER.....	23
Figure I. 10. Diagramme ombrothermique de GAUSSEN.....	24
Figure II. 1. Diagramme de classification des eaux d'irrigation (U.S.S.L).....	31
Figure III. 1. Graphe d'ajustement à la loi Normale.....	39
Figure III. 2. Courbe d'ajustement à la loi Log-Normale.....	41
Figure IV.1. Résultats de calcul de L'Evapotranspiration de référence ETo.....	48
Figure V.1. Courbe du bilan total des frais.....	62
Figure V.2. Courbe caractéristique de la pompe.....	63
Figure VII.1: Schéma d'une tranchée.....	81

Liste Des Planches

- Planche N°1 : Plan de situation de la zone étudiée
- Planche N°2 : Plan du réseau d'adduction du périmètre d'étude
- Planche N° 3 : Profil en long de la conduite principale
- Planche N°4 : Plan du réseau d'irrigation

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

La gestion de l'eau est un aspect essentiel. Les recettes universelles qui garantissent depuis longtemps le bon développement de l'irrigation, notamment en s'appuyant sur les techniques d'irrigation nouvelles, sont une préoccupation réelle de l'Homme à l'égard des ressources en eau disponibles quand, le plus souvent en raison des sécheresses et des conditions hydrométéorologiques, étant soumise à un déséquilibre entre l'offre et la demande. Les possibilités offertes sont multiples et la solution la plus adéquate dépendra des conditions naturelles des sites concernés. Notre mémoire de fin d'étude s'inscrit dans ce cadre, plus précisément le périmètre de Sahel Algérois ouest secteur III Nador (W. de TIPAZA) zone agricole riche où presque tous les types de cultures sont pratiqués. Le barrage de Boukerdane qui mobilise l'eau pourrait à l'heure actuelle permettre de mettre en place un système d'adduction d'eau pour notre périmètre.

Le but de ce travail est de dimensionner le réseau d'irrigation ciblé d'une manière optimale et efficace. Pour ce faire, nous nous sommes basés sur les points suivants :

- La présentation de la zone d'étude et ses conditions naturelles.
- Les ressources en eau et en sol.
- L'étude hydrologique.
- Le calcul des besoins en eau des cultures.
- Le calcul du réseau d'adduction.
- Le dimensionnement à la parcelle.
- Le calcul technico-économique.

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Ce chapitre a pour objet de présenter le périmètre d'irrigation Sahel Algérois ouest secteur-III. Cependant, au moment d'aborder l'étude du périmètre, il convient de connaître le cadre naturel auquel s'appartient ce périmètre.

I.1. Situation géographique

La wilaya de Tipaza est située dans le nord de l'Algérie, elle est limitée géographiquement par :

La mer Méditerranée au nord ;

La wilaya d'Alger à l'est ;

La wilaya de Blida au sud-est ;

La wilaya d'Aïn Defla au sud ;

La wilaya de Chlef à l'ouest.

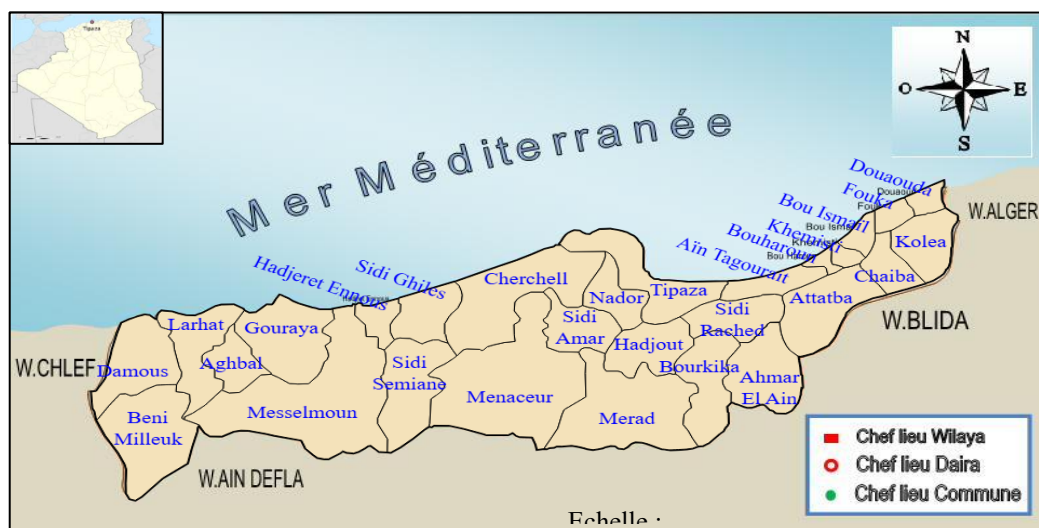


Figure I. 1. Carte de situation géographique de W.Tipaza

D'après une étude géographique, la wilaya de Tipaza se situe entre :

- Longitude minimale : environ $1,64^{\circ}$ E
- Longitude maximale : environ $2,83^{\circ}$ E
- Latitude minimale : environ $36,35625^{\circ}$ N
- Latitude maximale : environ $36,70015^{\circ}$ N

Le périmètre à irriguer fait partie, selon la récente décomposition de l'ONID, du grand projet d'irrigation du périmètre sahel algérois ouest à partir du barrage de Boukerdane. L'ensemble du périmètre étant numéroté de I à V en allant d'ouest à l'est. Notre étude concerne uniquement le secteur numéro III qui est délimité par :

- Au nord: Sidi Abdellah.
- A l'ouest: Sidi Moussa.
- A l'Est: Nador.
- Au sud: forêt de Sidi Slimane.

Les coordonnées géographiques de notre périmètre :

- Latitude : **36,572407° N**
- Longitude : **2,336373° E**

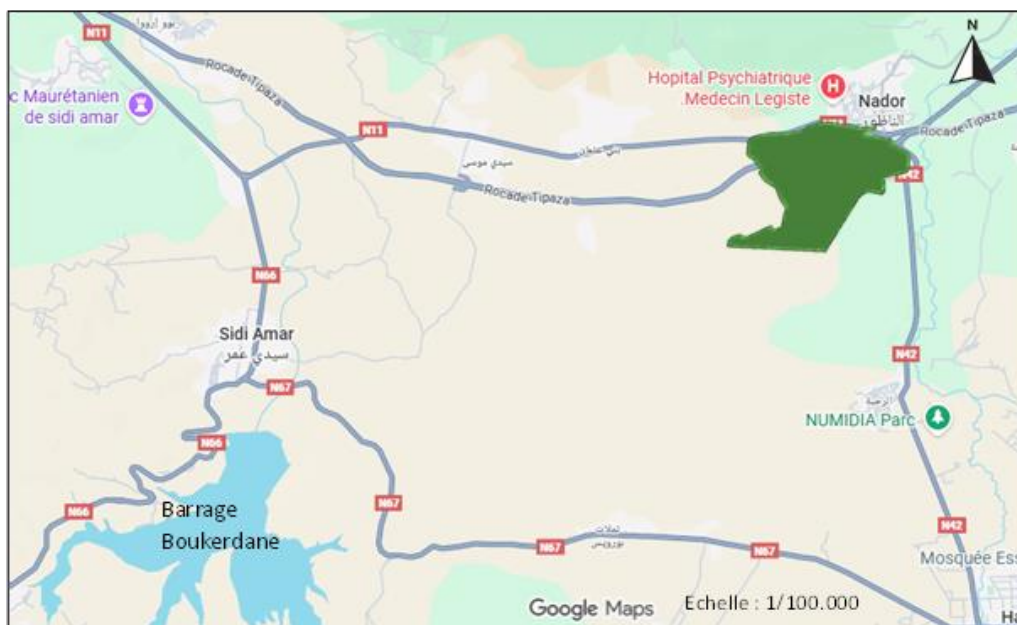


Figure I. 2. Carte satellitaire du périmètre (Source : google maps, le 30/09/2025 à 07:05)

I.2. Analyse climatologique de la région

L'étude climatologique de la région nécessite une connaissance approfondie de plusieurs paramètres tels que : les précipitations, la température, l'humidité, le vent et l'ensoleillement. En Algérie, les données climatiques sont en général fournies par des organismes publics tels que : l'agence national des ressources hydrauliques (A.N.R.H) et l'office national de la météorologie (O.N.M). Pour les besoins de ce projet, on a pris les données disponibles de l'agence nationale des ressources hydrauliques (A.N.R.H) de Blida.

I.2.1. Précipitations

Pour l'étude des précipitations on a besoin d'une série pluviométrique. Et pour cela, on a pris comme base de calcul une série hydrologique de 35 ans (1987-2021) à partir de la station pluviométrique de BOUKERDANE dont les caractéristiques sont les suivantes :

Code station : 020329

Nom station : BOUKERDANE BGE

X : 464.3 km

Y : 359.9 km

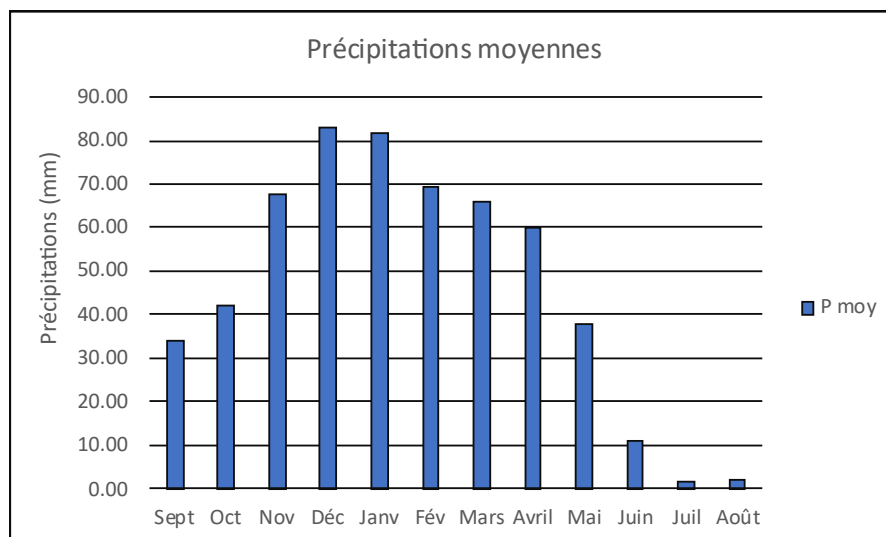
Z : 110 m

Les détails de la répartition des précipitations moyennes sont représentés ci-après :

Tableau I. 1. Précipitations moyennes mensuelles

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
P moy (mm)	33.90	42.13	67.55	82.87	81.76	69.46	66.03	60.10	37.98	11.03	1.47	1.88

Source : ANRH

**Figure I. 3.** Diagramme des précipitations moyennes mensuelles

I.2.2. Température

La température est parmi les facteurs climatiques qui ont un effet très important sur la croissance des cultures. Le tableau suivant résume les données de température d'une période de 5 ans (2017-2021).

Tableau I. 2. Températures mensuelles de la station de Boukerdane

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
T° min	15,8	12,1	7,9	5,8	1,9	5,4	5,9	8,3	11,3	15,1	17,4	18,1
T° max	29,4	24,8	21,1	17,4	16,9	17,8	18,8	20,7	23,7	27,9	31,6	31,7
T° moy	22,5	17,2	14,3	11,5	10,9	11,3	12,3	14,5	17,4	21,5	24,5	24,5

Source : ANRH

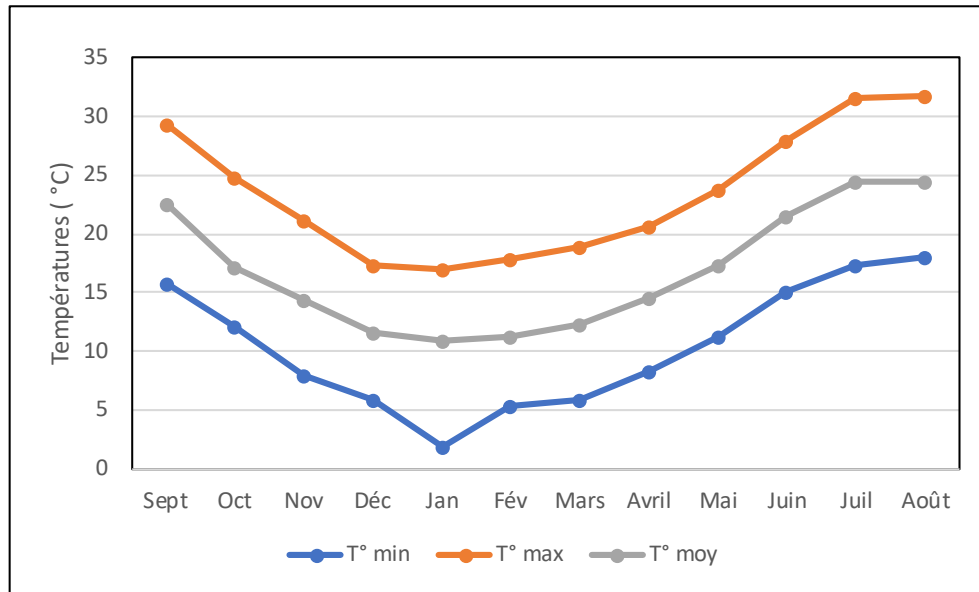


Figure I. 4. Températures mensuelles

I.2.3. Humidité relative

L'humidité constitue un paramètre climatique qui évalue la quantité d'eau présente dans l'atmosphère. Le tableau montré représente les moyennes mensuelles de l'humidité relative dans notre région d'une période de 5 ans (2017-2021).

Tableau I. 3. Humidité relative moyenne mensuelle

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
HR%	67	73	65	66	66	66	70	65	69	72	72	66

Source : ANRH

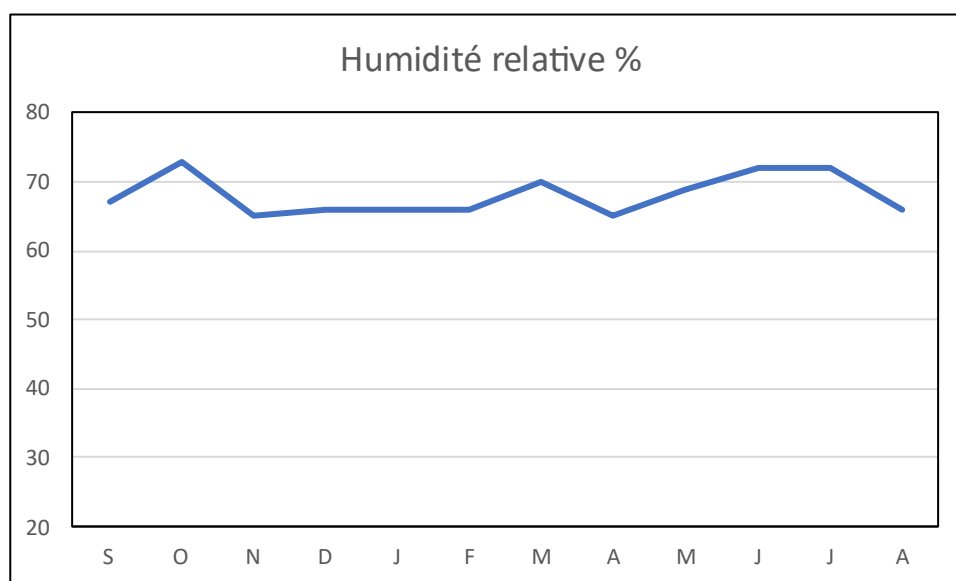


Figure I. 5. Courbe de variation de l'humidité relative

I.2.4. Le vent

La connaissance de la vitesse du vent est essentielle dans la définition du climat, et indispensable pour l'installation des protections contre le vent. Les moyennes mensuelles de la vitesse du vent enregistrées à la station pour une période de 5 ans (2017-2021) sont exposées dans le tableau qui suit :

Tableau I. 4. La vitesse moyenne mensuelle du vent

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
V(m/s)	1.5	1.6	2	2.2	2.4	2.5	2.3	2	1.7	1.5	1.4	1.4

Source : ANRH

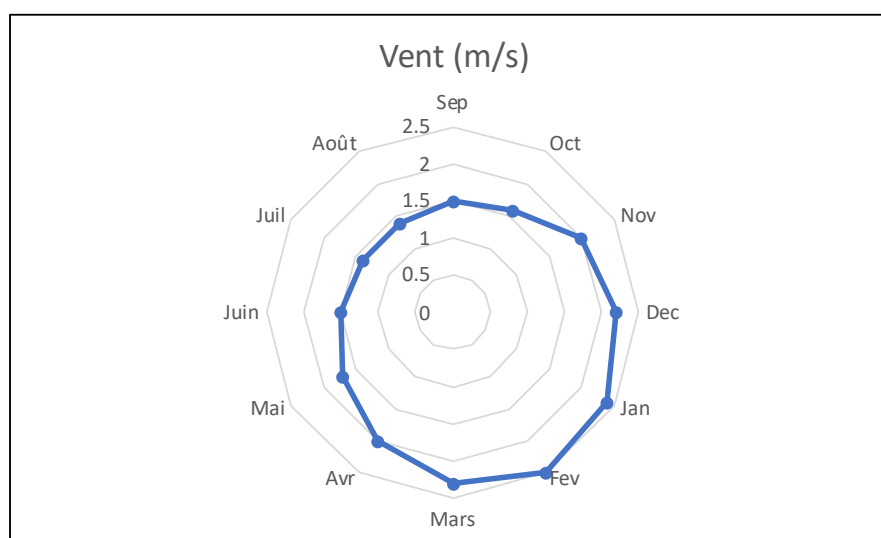


Figure I. 6. Graphe de la vitesse du vent

I.2.5. Ensoleillement

L'ensoleillement est un élément climatique nécessaire qui est pris en charge lors du calcul de l'évapotranspiration potentielle. Le tableau suivant résume les données de l'ensoleillement d'une période de 5 ans (2017-2021).

Tableau I. 5. Les heures moyennes d'ensoleillement

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
Ensoleillement (h/j)	8.4	7.2	5.5	5	5.4	6.3	7.4	8.2	8.6	10	10.7	9.9	7.7

Source : ANRH

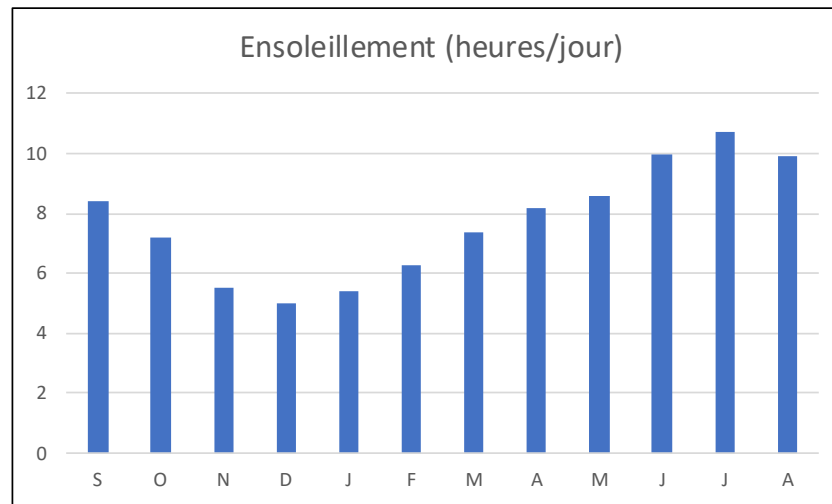


Figure I. 7. Diagramme d'ensoleillement moyenne mensuelle

I.2.6. L'évaporation

La quantité d'eau évaporée pendant une période précise donne des informations sur les caractéristiques de la surface où se déroule l'évaporation. Le tableau suivant résume les données de l'évaporation d'une période de 5 ans (2017-2021).

Tableau I. 6. Evaporation mensuelle

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Evaporation (mm)	154.5	110.2	74.8	61.2	61.8	74.2	103.2	127.9	162.2	192.1	225.1	204

Source : ANRH

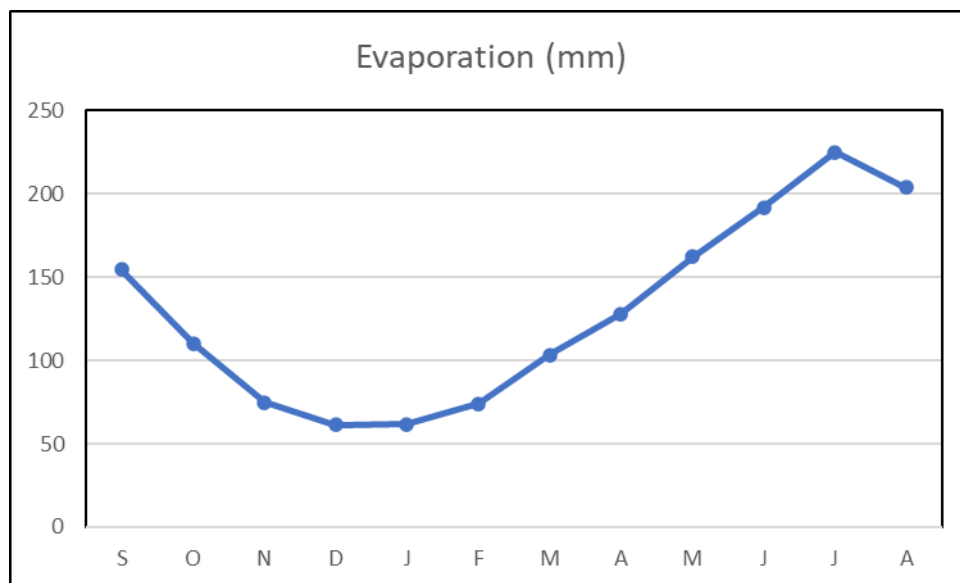


Figure I. 8. Courbe de variation de l'évaporation

I.2.7. Classification du climat

Pour mieux classer le climat, on peut recourir à des indices ou à des diagrammes climatiques tels que : l'indice de Martonne, l'indice d'Emberger, ainsi que le diagramme ombrothermique de Gaussen.

I.2.7.1. Indice d'aridité de MARTONNE :

Cet indice permet d'évaluer le niveau de sécheresse de la région et, par conséquent, de fournir des informations sur la nécessité de l'irrigation.

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

Avec : P : précipitation moyenne annuelle (mm)

T : température moyenne annuelle (°C)

I_A : indice d'aridité

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

Tableau I. 7. Classification de climat selon MARTONNE

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

Pour : P = 589.59 mm ; T = 16.87 °C

On trouve que : $I_A = 21.95 \rightarrow 20 < I_A < 30$

Selon l'indice d'aridité calculé et la classification ci-dessus, on peut constater que la région est soumise à un climat relativement humide où l'irrigation est parfois utile.

I.2.7.2. Quotient pluviométrique d'EMBERGER :

Cet indice permet de définir la classification bioclimatique de la zone d'étude. On le calcule avec la formule suivante :

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

- **P** : précipitation moyenne annuelle (mm).
- **M** : moyenne des températures maximales du mois le plus chaud (en Kelvin).
- **m** : moyenne des températures minimales du mois le plus froid (en Kelvin).
- **Q** : quotient pluviométrique d'EMBERGER.

Pour :

- $M = 31.7\text{ °C} \rightarrow M = 304.7\text{ K}$
- $m = 1.9\text{ °C} \rightarrow m = 274.9\text{ K}$
- $P = 589.59\text{ mm}$

On trouve un coefficient d'EMBERGER qui égale à 68.27

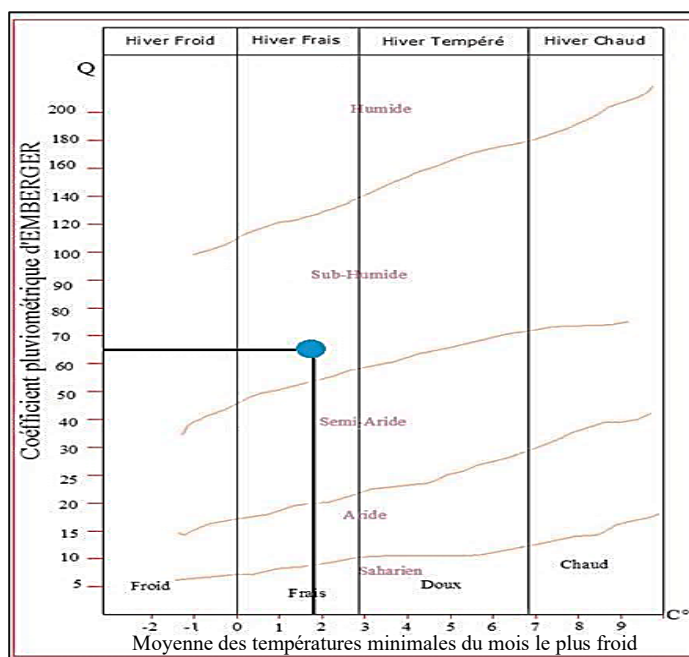


Figure I. 9. Diagramme bioclimatique d'EMBERGER.

En portant la valeur de Q dans le diagramme bioclimatique d'EMBERGER, (**Figure I. 9**) et en fonction de la température moyenne minimale du mois le plus froid, on peut constater que notre région se trouve dans l'étage bioclimatique : Sub-humide à hiver frais.

I.2.7.3. Diagramme ombrothermique de GAUSSEN :

Le diagramme ombrothermique de GAUSSEN illustre les variations des précipitations et des températures en fonction du temps (mois). Il aide à identifier la période où l'irrigation est nécessaire, c'est-à-dire la période sèche.

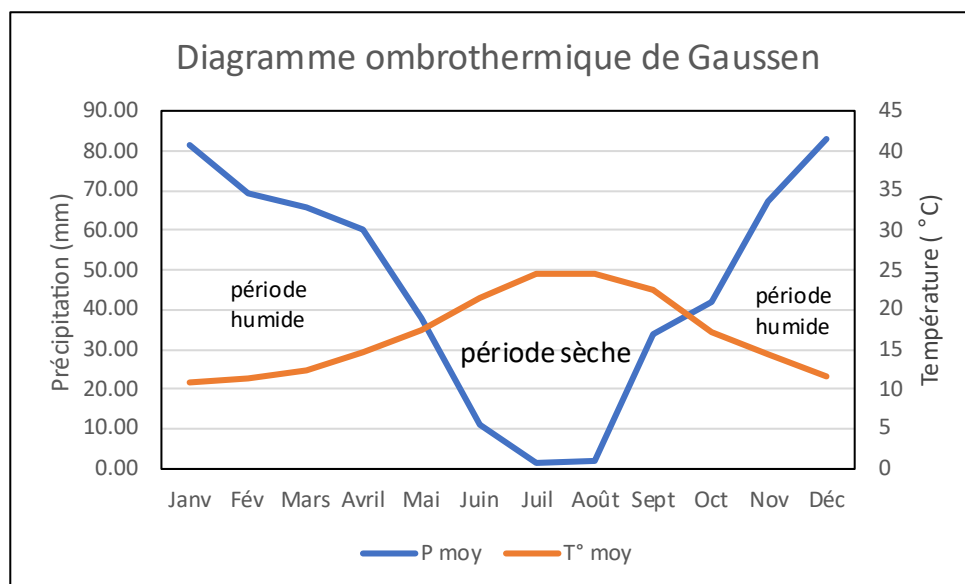


Figure I. 10. Diagramme ombrothermique de GAUSSEN.

Ce diagramme ombrothermique de GAUSSEN montre une saison sèche marquée de Juin à Septembre. La saison humide s'étend d'Octobre à Mai, avec un pic de précipitations en Décembre.

I.3. Conclusion

L'étude du périmètre Sahel Algérois-Ouest, secteur III, a montré que la région bénéficie d'un climat caractérisé par une pluviométrie moyenne annuelle d'environ 590 mm, concentrée essentiellement entre l'automne et le printemps, tandis que la période de juin à septembre reste sèche. La température moyenne annuelle est de 16,9 °C avec des températures bien fraîches en hiver et des chaleurs d'été supérieures à 31 °C. Le taux d'humidité relative se situe entre 66 % et 70 %, le vent souffle à une vitesse modérée (1,4 à 2,5 m/s), le ciel est le plus souvent dégagé avec très belle moyenne de soleil de plus de 7 heures par jour, ce qui contribue à une forte évaporation par an.

L'analyse des indicateurs climatiques corrobore ces observations : l'indice de De Martonne ($I_A = 21,95$) fait de cette région une zone "relativement humide", où l'on peut cultiver en pluie mais dans certains cas en recourant à l'irrigation, le quotient pluviothermique d'Emberger ($Q = 68,27$) la place dans l'étage bioclimatique sub-humide à hiver frais et enfin le diagramme ombrothermique de Gaussen montre qu'elle bénéficie de quatre mois d'été bien secs (juin à septembre).

Cela signifie qu'en dépit d'une pluviométrie plus que correcte pour une zone proche des régions arides, le climat local fait que la culture a besoin d'une irrigation d'appoint, notamment pendant l'été. Cela permet de partir de ces données pour dimensionner et organiser le réseau d'irrigation de ce périmètre.

CHAPITRE II

Ressources en eau et en sol

CHAPITRE II : Ressources en eau et en sol

Introduction

Avant d'entamer une étude du dimensionnement d'un réseau d'irrigation, il faut d'abord localiser et quantifier l'eau nécessaire à l'irrigation, et les caractéristiques du sol où les cultures vont être implantées. Et ça c'est ce qu'on va faire à travers ce chapitre.

II.1. Ressources en eau

Le réseau hydrologique de la zone est marqué par un nombre important de petits oueds mais les quantités d'eau qu'ils véhiculent sont de loin insuffisantes aux quantités nécessaires pour l'irrigation des terres, mais néanmoins sont bien marqués et encaissés au sein de ces terres agricoles.

Le barrage de Boukerdane achevé en 1993 avec une capacité de régulation estimée à 49 Mm³, situé en plein centre du grand périmètre sur l'Oued El-Hachem à l'embouchure des oueds Boukadir et Fedjana, ce barrage constituera la ressource principale du périmètre. Ses caractéristiques sont les suivantes :

- Niveau normale de la retenue 119,00 m NGA.
- Niveau des plus hautes eaux 123,00 m NGA.
- Niveau minimum avec la garde d'envasement 86,80 m NGA.
- Surface du plan d'eau normal 550,00 Ha.
- Capacité totale de la retenue 97,00 Hm³.
- Réserve d'envasement 0,80 Hm³

Ainsi les données suivantes permettent de mieux décrire les capacités du barrage :

Tableau II. 1. Capacités du barrage Boukerdane.

Hauteur H(m)	70	93	100	105	110	115	120	125	130
Volume V(Hm ³)	0,0	14,8	29,0	41,5	58,0	79,0	102,0	133,0	172,0
Surface S (Ha)	0,0	160	245	315	390	480	565	670	785

Source: ANRH

Le barrage de Boukerdane doit satisfaire les besoins suivants :

- L'AEP : les besoins sont estimés à 9 Hm^3 en complément à la nappe qui continuera à fournir l'essentiel des besoins.
- L'irrigation du secteur C de la Mitidja Ouest tranche 2 (secteur de Hadjout) déjà opérationnel. Ce secteur d'une superficie de 3000 ha reçoit un volume de $14 \text{ Hm}^3/\text{an}$
- Le périmètre du Sahel Algérois Ouest s'est vu affecté les volumes restant après satisfaction de l'AEP (prioritaire) et du secteur C, ainsi le volume restant sera prédominant quant à l'orientation et la surface à irriguer.

Donc la répartition des eaux mobilisées est comme suit :

A.E.P..... $9 \text{ Mm}^3 / \text{an}$

IRRIGATION..... $40 \text{ Mm}^3 / \text{an}$

Les eaux souterraines :

Les nappes aquifères du sahel Algérois Ouest sont constatées dans les formations plio-mio-quaternaire qui se développent dans les vallées des oueds Nador et El Hachem.

En moyenne, la nappe aquifère du Nador, a une épaisseur de 35m, les débits exploitables varient suivant les auteurs entre 5.5 et $8 \text{ Mm}^3/\text{an}$, actuellement 130 l/s ($4 \text{ Mm}^3/\text{an}$) de ces eaux sont utilisées pour l'AEP, l'excédent est attribué pour l'irrigation. Cette nappe est caractérisée, dans son ensemble, par des transmissives allant de $(2.6 \cdot 10^{-4} \text{ à } 2 \cdot 10^{-2} \text{ m/s})$ et des perméabilités entre $(2 \cdot 10^{-4} \text{ et } 7 \cdot 10^{-4} \text{ m/s})$ celles qui sont relativement bonnes. Les eaux de cette nappe sont chlorurés sodiques à calciques de ce fait sont réputées médiocres à mauvaises pour l'irrigation.

La nappe de l'oued El Hachem présente une litho structure couvrant une surface de 6.4 Km^2 , l'épaisseur moyenne de cette formation aquifère constituée de galets et graviers est de 20m, ça réserve totale serait de 12.8 Mm^3 . Actuellement l'on extrait environ $10 \text{ Mm}^3/\text{an}$ l'équivalent de 320l/s et par conséquent, dans cette hypothèse, la réserve permanente de la nappe serait de $2.8 \text{ Mm}^3/\text{an}$. Ces volumes d'eau pompés sont destinés aux besoins d'AEP et d'irrigation et sont d'une transmissivité allant de $10^{-2} \text{ à } 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$.

Choix de la ressource :

Les eaux des petits oueds qui traversent la plaine côtière sont, a priori, quantitativement très insuffisantes surtout pour l'alimentation d'un réseau sous pression collectif. Et par voie de conséquence cette ressource est à éliminer.

En ce qui concerne les deux nappes aquifères Nador et Oued el Hachem sont aujourd'hui à la limite de leur surexploitation qui s'est manifesté principalement par :

o Une augmentation de la salinité des forages d'AEP en l'occurrence ceux de Tipaza due probablement à une intrusion marine.

o Des baisses considérables des niveaux qui génèrent des difficultés majeures d'exploitation en continuant des puits et des forages. Surtout ceux, qui sollicitent la nappe de Oued El Hachem.

En plus de ces inconvénients, la construction de la retenue de Boukourdane limitera considérablement l'alimentation de la nappe de Oued El Hachem du fait que 2/3 des eaux régularisées par cette dernière proviennent du bassin versant du haut et moyen El Hachem qui sera contrôlé par ladite retenue.

Ajoutant à cela l'insuffisance de connaissances sur ces nappes et les intrusions salées récentes. Les spécialistes sont amenés à recommander de réduire leur exploitation, dès l'arrivée des adductions d'AEP venant du barrage, jusqu'à 3Mm³ pour la nappe de Oued El Hachem et 0.5Mm³ pour la nappe de Nador afin de leurs permettre de se reconstituer. Donc l'utilisation de ces nappes pour l'alimentation sous pression du périmètre s'avère irrationnelle.

L'unique ressource qui peut subvenir aux besoins quantitatifs du périmètre est la retenue Boukourdane qui, suite aux contraintes topographiques et son éloignement, doit nécessairement alimenter le périmètre par un réseau sous pression qui nous permettra la réduction des pertes lors de l'alimentation.

II.1.1. Qualité de l'eau d'irrigation

L'analyse chimique de l'eau du barrage Boukerdane a donné les résultats suivants :

Tableau II. 2. Caractéristiques physico-chimiques de l'eau du barrage Boukerdane

Elément	mg/l
Ca ²⁺	105
Mg ²⁺	65
Na ⁺	85
K ⁺	6
Cl ⁻	153
(SO ₄)-2	235
(CO ₃)-2	00
(HCO ₃)-	315
(NO ₃)-	4
Conductivité 25°C (ms/cm)	1,5
PH	7
SAR	1,6

Source : ANRH

II.1.1. Classification des eaux d'irrigation

La classification est basée sur deux paramètres (C.E à 25°C et S.A.R).

➤ **Conductivité électrique C.E :**

- C1 : $C.E < 0,250$ mmhos/cm l'eau à faible salinité
- C2 : $0,250 < C.E < 0,750$ mmhos/cm l'eau à salinité moyenne
- C3 : $0,750 < C.E < 2,250$ mmhos/cm l'eau à forte salinité
- C4 : $C.E > 2,250$ mmhos/cm l'eau à très forte salinité

➤ **Rapport d'adsorption du sodium S.A.R :**

❖ S1 : $S.A.R < 10$

L'eau contenant une faible quantité de sodium, peut être utilisée pour l'irrigation de presque tous les sols sans qu'il y ait à craindre que des difficultés ne surgissent du point de vue alcalinisation.

❖ S2 : $10 < S.A.R < 18$

Les eaux contenant une quantité moyenne de sodium, peuvent présenter quelques difficultés dans les sols à texture fine, à moins qu'il n'y ait du gypse dans le sol. Ces eaux peuvent être utilisées sur des sols à texture grossière ou sur des sols organiques qui absorbent bien l'eau.

❖ S3 : $18 < S.A.R < 26$

Les eaux contenant une quantité de sel élevée, peuvent provoquer des difficultés dans la plupart des sols et ne peuvent être employées qu'avec des précautions spéciales : bon drainage, lessivage important et addition de matières organiques. S'il y a une forte quantité de gypse dans le sol, il peut ne pas surgir de difficultés pendant quelques temps. S'il n'y a pas de gypse, il faut ajouter un amendement chimique exerçant le même effet.

❖ S4 : $S.A.R > 26$

Les eaux contenant une quantité très élevée de sodium, sont généralement impropres à l'irrigation, sauf pour un degré de salinité moyen ou faible, lorsque l'usage de gypse ou amendements analogues permettent l'utilisation.

Détermination du S.A.R : Le S.A.R est calculé par la formule suivante :

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

Avec : Na^+ , Ca^{++} et Mg^{++} en meq/l

$$SAR = \frac{3.7}{\sqrt{\frac{5.24 + 5.35}{2}}} = 1.6$$

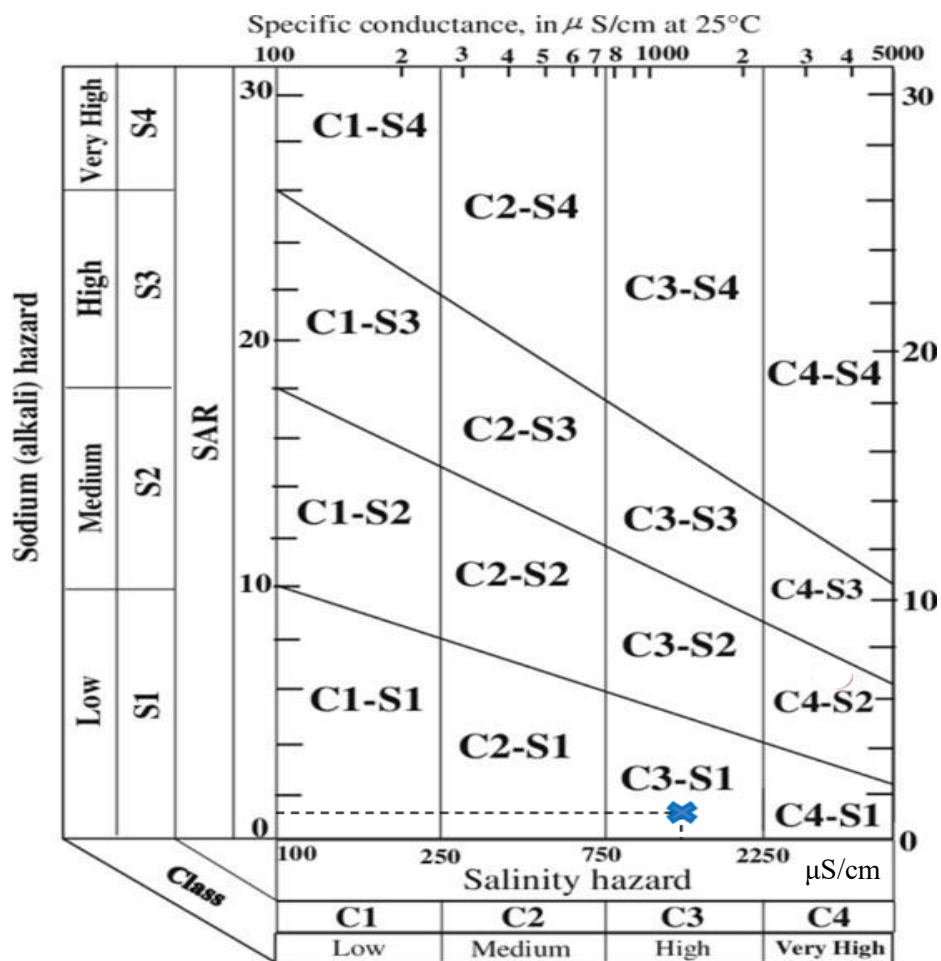


Figure II. 1. Diagramme de classification des eaux d'irrigation (U.S.S.L)

➤ **Interprétation des résultats des analyses**

D'après les résultats qu'on a, on peut dire que :

Notre eau fait partie de la classe C3-S1, ce sont des eaux faiblement alcalines avec salinité élevée.

Pour le problème de la salinité il faut :

- Choisir des cultures tolérantes à une salinité existante ou éventuelle.
- Irriguer plus fréquemment pour améliorer l'approvisionnement en eau de la culture.
- Appliquer régulièrement un supplément d'eau pour satisfaire le besoin de lessivage.

II.2. Ressources en sol

Les caractéristiques physico-chimiques du notre sol sont résumées dans le tableau qui suit :

Tableau II. 3. Caractéristiques physico-chimiques du sol du périmètre

Caractéristique	Valeur
Texture	Limono-argileuse
Calcaire total (%)	32,46
Calcaire actif (%)	9,36
PH	7,10
Conductivité (mmhos/cm)	1,8
Matière organique (%)	1,24
Densité réelle (g/cm ³)	2,6
Densité apparente (g/cm ³)	1,5
Ca ⁺⁺ (meq/100g)	23
Mg ⁺⁺ (meq/100g)	2
K ⁺ (meq/100g)	0,32
Na ⁺ (meq/100g)	0,43

Source : ANRH

Le sol de notre périmètre présente une texture limono-argileuse contenant une part importante de calcaire (32,5 % dont 9,4 % actif) et a un pH de 7,1. Sa conductivité électrique (1,8 dS/m) indique qu'il y a une légère contrainte saline, sa matière organique reste faible (1,24 %). Les cations échangeables sont dominées par le calcium (23 meq/100g) et présentent des niveaux faibles de magnésium et de potassium, ce qui traduit un déséquilibre nutritif. Avec une masse volumique apparente de 1,5 g/cm³ et une masse volumique réelle de 2,6 g/cm³, il est possible d'estimer la porosité (~42 %) comme correcte, qui permet de retenir une grande quantité d'eau mais limite la disponibilité de certains éléments minéraux.

II.2.1. Les aptitudes culturales des sols

L'expertise des aptitudes culturales permet d'estimer les qualités d'un sol pour une culture optimale. Cette évaluation repose sur des facteurs en termes de structure, de profondeur, de fertilité, de matières organiques, de drainage et de capacité de rétention d'eau, qui conditionnent la productivité des sols et les cultures qui leur sont adaptées.

Notre sol est adapté pour les cultures tolérantes : l'orge, la luzerne, la betterave, l'olivier,...

Conclusion

La présente étude a contribué à une meilleure connaissance des ressources en eau et en sol de la zone considérée. Au niveau hydraulique, la principale ressource est le barrage de Boukerdane dont les volumes mobilisables sont suffisants pour l'approvisionnement en eau potable comme pour l'irrigation en dépit d'une salinité trop forte le classant en qualité C3-S1. Cette valeur implique des choix de conduite incluant notamment des cultures tolérantes, du lessivage et une fréquence d'irrigation élevée.

Au niveau pédologique, le sol est limono-argileux, très calcaire, neutre en termes de pH et légèrement salé. Si sa porosité est correcte et favorable à la capacité de rétention d'eau, sa faible teneur en matière organique et le déséquilibre en cations échangeables limitent sa fertilité naturelle. Mais ces conditions peuvent convenir à des cultures tolérantes comme l'orge ou l'olivier.

Dans ce cadre, les ressources disponibles créent des opportunités pour le développement de l'agriculture dans la zone, mais la gestion rigoureuse de l'eau et l'augmentation de la fertilité naturelle du sol s'avèrent être des impératifs pour assurer la durabilité de la production.

CHAPITRE III
Etude hydrologique

CHAPITRE III : Etude hydrologique

Introduction

L'objectif de cette étude est de déterminer les précipitations l'année de calcul qui essentielle pour le calcul des besoins en eau de notre projet, en se basant sur une série de pluies d'observations de 35 ans (1987-2021).

Tableau III. 1. Série pluviométrique de la station Boukerdane (1987-2021)

	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Annuelle
1987-1988	119.4	4.2	72	0.7	36.6	26.1	34.8	43.3	35.2	19.5	0	0	391.8
1988-1989	68.4	19.5	66.8	161.1	28	31	96.1	89.1	10.9	11.1	0	6.3	588.3
1989-1990	16.5	6	68.5	22.8	86.6	0.3	57.1	55.9	43.6	0	2.6	0.3	360.2
1990-1991	2.3	17.2	48.5	102.2	131.3	68.4	102.9	21.5	22.4	6.9	2.2	3.8	529.6
1991-1992	5.5	135.9	23.1	10.5	170.2	38	74.8	74	52.2	23.1	5.1	0	612.4
1992-1993	0	73.2	74.6	87.6	5.5	85.9	28.9	65	8.3	2.2	0	0	431.2
1993-1994	19.9	21.1	54.1	35.2	97.4	31.9	2.8	70.3	7.2	0	0	0	339.9
1994-1995	107.1	76.4	55.1	51.7	140.9	89.6	106.4	11.6	7.2	19.8	0	0	665.8
1995-1996	62	25	56.4	20	58.1	152.5	39.4	199.2	6.6	14.5	4.5	0.8	639
1996-1997	42	91.3	35	20.4	50.7	44	6	69.1	26.2	0	2.8	8.8	396.3
1997-1998	23.1	46.6	96.9	47.9	7.6	36	34.4	76.4	140.9	1.3	0	3.1	514.2
1998-1999	37.5	26.2	114.9	69	126.7	168.8	115.5	11.6	0.9	0.7	0	1.5	673.3
1999-2000	10.7	12.8	131.8	260	7.8	6.9	23	18.2	49.5	1.2	0	0	521.9
2000-2001	6.3	86	74.8	29.6	107.8	50.5	0.8	60.7	11.5	0.3	0	0	428.3
2001-2002	18	11.3	175.2	46.2	23.4	19.5	65.2	28.9	22.5	0	6.5	8	424.7
2002-2003	26.5	24.5	80.5	74.1	155.1	124.9	13.3	43.3	39.8	0	0	1.8	583.8
2003-2004	2.7	27.9	106.1	60.5	81.3	46.5	52.4	76.2	83.1	3.6	0	4	544.3
2004-2005	27.7	27.7	120.3	143	100.9	145	95	24.1	3	0	0	0.6	687.3
2005-2006	13.7	33.2	78.7	133.7	136.7	67.8	19.2	8.2	140.4	0	0	0	631.6
2006-2007	71.4	2	19.1	210.8	12.4	44.8	103	92.5	2.8	0	0	0	558.8
2007-2008	60.2	120.2	196.4	123	15.6	20.5	88.5	9.5	41.5	0	15.5	0	690.9
2008-2009	34.9	59.5	103	104.3	131	13.8	61.2	86.5	0	0	0	17.5	611.7
2009-2010	101.2	3.5	81	117	97.5	104.5	98	38	0	6	0	0	646.7
2010-2011	19.5	97.6	99	59.5	108.6	108.4	36.4	86.9	93.5	18	0	0	727.4
2011-2012	4.5	44.6	106.8	68	6.6	322.6	91.4	99.2	11.4	0	0	0	755.1
2012-2013	9	57.6	79.7	79.7	104.6	94.5	47.7	90.3	194.5	0	0	7.3	764.9
2013-2014	18.1	44.9	195.1	67.2	45.1	49.7	158.5	6.2	25.2	182.2	0	0.6	792.8
2014-2015	6	59.1	65.8	117.4	89.1	131.8	77.6	0	8.2	0	0	0	555
2015-2016	85.1	94.5	70	101	61.1	116.2	127.2	69.7	17.4	0.3	8.9	0	751.4
2016-2017	5.3	2.8	192.5	184	318.4	35	39	10.4	1.5	11.3	0	0	800.2
2017-2018	34	52	103.7	119.8	46.6	108.3	125.9	171	77.1	50	0	0	888.4
2018-2019	22.3	28	108	114	167.2	10.8	61.1	56.2	6.4	6.4	3	1.4	584.8
2019-2020	92.4	18.3	72.8	29.3	34.7	0	71.7	94	37.2	3.4	0	0	453.8
2020-2021	5.4	22.3	12.3	81.6	43.4	13.7	64.6	31	15.7	4.3	0	0	294.3
2021-2022	7.9	1.8	394.8	48.5	27.1	22.8	91.2	115.5	85.6	0	0.5	0	795.7

Source : ANRH

III.1. Homogénéité de la série pluviométrique (Test de Wilcoxon)

Pour appliquer le test de Wilcoxon afin de vérifier l'homogénéité de la série de précipitations, on suit les étapes suivantes :

- Diviser la série : séparez la série complète des précipitations en deux sous-séries, X et Y , avec des tailles respectives N1 et N2, en veillant à ce que $N1 < N2$.
- Classer la série : Combinez les deux sous séries en une seule série $X \cup Y$, puis classez les valeurs par ordre décroissant. Attribuez des rangs à chaque valeur et notez à quelle sous série chaque rang appartient.
- Calculer la somme des rangs pour les sous-séries : Calculez la somme des rangs de la courte série (notons cette somme W_x).
- Déterminer W_{min} et W_{max} : Calculez W_{min} et W_{max} en utilisant les formules suivantes :

$$W_{min} = \frac{(N1 + N2 + 1) * N1 - 1}{2} - 1.96 * \left(\frac{N1 * N2 * (N1 + N2 + 1)}{12} \right)^{0.5} \quad (\text{III. 1})$$

$$W_{max} = (N1 + N2 + 1) * N1 - W_{min} \quad (\text{III. 2})$$

- Tester l'homogénéité de la série en vérifiant si W_x se situe dans l'intervalle : $W_{min} < W_x < W_{max}$.

Si oui, la série est considérée comme homogène avec une probabilité de 95 %.

Tableau III. 2. Tableau de la procédure du test de Wilcoxon

Série d'origine (X ∪ Y)	Rangs de X ∪ Y	X	Rangs de X	Y	Rangs de Y
391.8	32	529.6	24	391.8	32
588.3	18	612.4	16	588.3	18
360.2	33	431.2	28	360.2	33
529.6	24	665.8	12	339.9	34
612.4	16	639	14	396.3	31
431.2	28	514.2	26	544.3	23
339.9	34	673.3	11	631.6	15
665.8	12	521.9	25	558.8	21
639	14	428.3	29	690.9	9
396.3	31	424.7	30	611.7	17
514.2	26	583.8	20	646.7	13
673.3	11	687.3	10	792.8	4
521.9	25	727.4	8	555	22
428.3	29	755.1	6	751.4	7
424.7	30	764.9	5	800.2	2
583.8	20			888.4	1
544.3	23			584.8	19
687.3	10			453.8	27
631.6	15			294.3	35
558.8	21			795.7	3
690.9	9				
611.7	17				
646.7	13				
727.4	8				
755.1	6				
764.9	5				
792.8	4				
555	22				
751.4	7				
800.2	2				
888.4	1				
584.8	19				
453.8	27				
294.3	35				
795.7	3				

Après l'application des formules de test de Wilcoxon on obtient les résultats suivants :

$$W_{\min}=210.7 \quad W_{\max}=329.3 \quad W_X=264$$

On voit que $W_{\min} < W_X < W_{\max}$

Et alors on peut dire que cette série de précipitations est homogène.

III.2. Ajustement de la série pluviométrique

Les séries pluviométriques peuvent être ajustées à l'aide de nombreuses lois statistiques. Pour notre projet, nous utilisons celles qui offrent le meilleur ajustement possible. Les lois d'ajustement les plus couramment employées sont les suivantes :

- Loi de Gauss ou loi normale
- Loi de Galton ou loi log-normale

Pour nos calculs, nous avons utilisé le logiciel HYFRAN.

III.2.1. Ajustement à la loi Normale

La fonction de répartition est :

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-u^2/2} du \quad (\text{III.3})$$

Avec :

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

$\bar{X}$: Moyenne

σ : L'écart type

Les résultats de l'Ajustement de la série des pluies annuelles de la station de Boukerdane obtenus par le logiciel HYFRAN sont résumés ci-après.

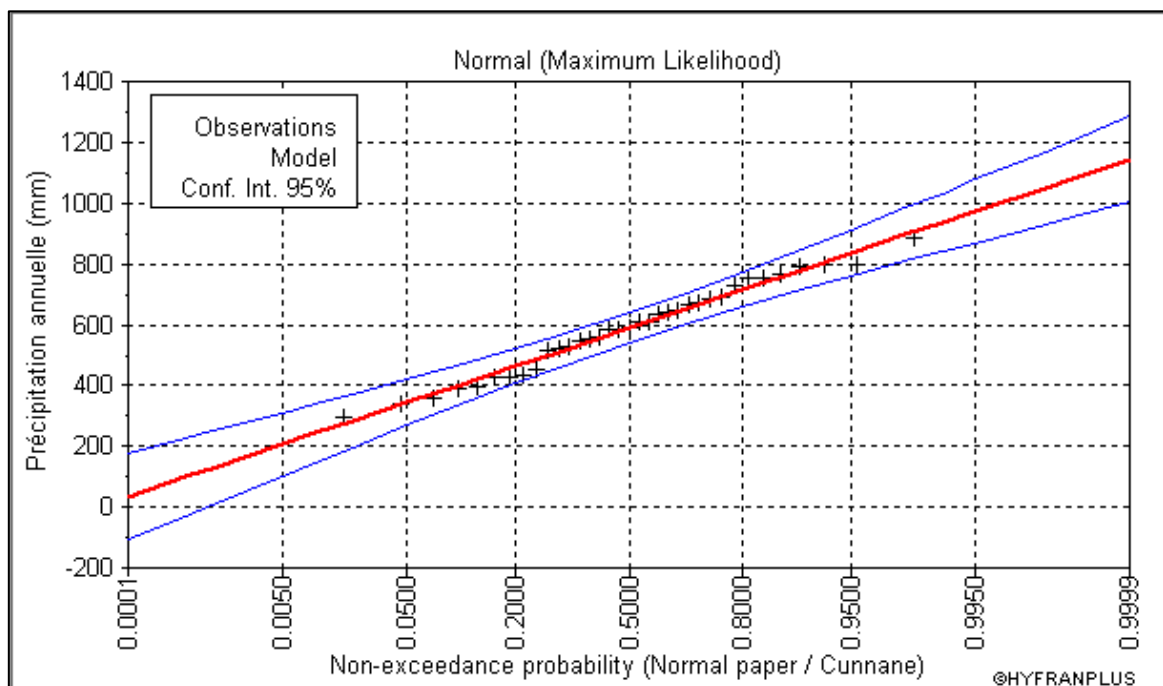


Figure III. 1. Graphe d'ajustement à la loi Normale

Tableau III. 3. Statistiques de l'ajustement à la loi Normale

Results of the fitting					
Normal (Maximum Likelihood)					
Number of observations 35					
Parameters					
mu	589.594286				
sigma	149.047434				
Quantiles					
q = F(X) : non-exceedance probability					
T = 1/(1-q)					
T	q	XT	Standard devi	Confidence interval (95%)	
10000	0.9999	1140	71.8	1000	1280
2000	0.9995	1080	64.6	953	1210
1000	0.999	1050	61.3	930	1170
200	0.995	974	52.9	870	1080
100	0.99	936	49	840	1030
50	0.98	896	44.9	808	984
20	0.95	835	39	758	911
10	0.9	781	34.2	714	848
5	0.8	715	29.4	657	773
3	0.6667	654	26.4	602	705
2	0.5	590	25.2	540	639
1.4286	0.3	511	26.9	459	564
1.25	0.2	464	29.4	406	522
1.1111	0.1	399	34.2	331	466
1.0526	0.05	344	39	268	421
1.0204	0.02	283	44.9	195	371
1.0101	0.01	243	49	147	339
1.005	0.005	206	52.9	102	309
1.001	0.001	129	61.3	8.83	249
1.0005	0.0005	99.1	64.6	-27.5	226
1.0001	0.0001	35.3	71.8	-105	176

III.2.2. Ajustement à la loi Log-Normale

Cette méthode est comme suit : les données statistiques des pluies sont rapportées à une autre échelle à savoir l'échelle du log-normal. Nous avons l'équation de la courbe qui s'écrit comme suit :

$$\text{Ln}(X_p\%) = \overline{\text{Ln}(X)} + \text{sdlog} \times U_p\% \quad (\text{III. 4})$$

Ln : symbole de l'opérateur mathématique correspondant au logarithme népérien.

$X_p\%$: précipitation probable à $p\%$.

$\overline{\text{Ln}(X)}$: Moyenne arithmétique du log des précipitations observées.

$U_p\%$: variable réduite de Gauss.

sdlog : l'écart-type, calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique, sa formule s'écrit comme suit :

$$\text{sdlog} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(X_i) - \overline{\ln(X)})^2}, \text{ si } n < 30 \quad (\text{III. 5})$$

$$\text{sdlog} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\ln(X_i) - \overline{\ln(X)})^2}, \text{ si } n \geq 30$$

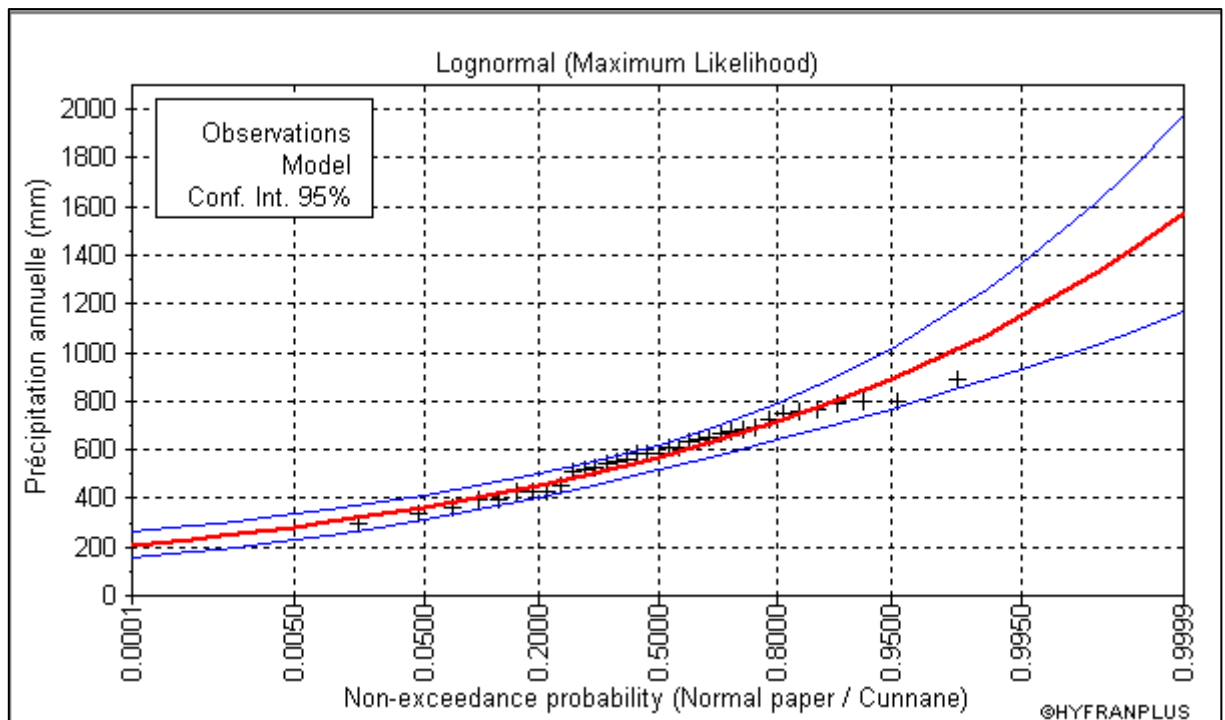


Figure III. 2. Courbe d'ajustement à la loi Log-Normale

Tableau III. 4. Statistiques de l'ajustement à la loi Log-Normale

Results of the fitting					
Lognormal (Maximum Likelihood)					
Number of observations 35					
Parameters					
mu	6.345357				
sigma	0.272354				
Quantiles					
q = F(X) : non-exceedance probability					
T = 1/(1-q)					
T	q	XT	Standard dev	Confidence interval (95%)	
10000	0.9999	1570	206	1170	1970
2000	0.9995	1400	165	1070	1720
1000	0.999	1320	148	1030	1610
200	0.995	1150	111	931	1370
100	0.99	1070	96.2	885	1260
50	0.98	997	81.7	837	1160
20	0.95	892	63.5	767	1020
10	0.9	808	50.5	709	907
5	0.8	717	38.5	641	792
3	0.6667	641	30.9	580	701
2	0.5	570	26.2	518	621
1.4286	0.3	494	24.3	446	542
1.25	0.2	453	24.4	405	501
1.1111	0.1	402	25.1	353	451
1.0526	0.05	364	25.9	313	415
1.0204	0.02	326	26.7	273	378
1.0101	0.01	302	27.1	249	355
1.005	0.005	283	27.3	229	336
1.001	0.001	246	27.5	192	299
1.0005	0.0005	233	27.4	179	286
1.0001	0.0001	207	27.1	154	260

III.3. Comparaison entre les deux lois (test de Khi-carrée)

Le test de validité de *Khi-carrée* est fait à l'aide du logiciel HYFRAN. Les résultats obtenus sont les suivants :

Pour l'ajustement à la loi Normale :

- Khi carré: $\chi^2_{\text{calculée}} = 1.8$
- Probabilité: $p = 0.8761$
- Degrés de liberté: $\gamma = 5$
- Nombre des classes: $k = 8$

Pour l'ajustement à la loi Log-Normale :

- Khi carré: $\chi^2_{\text{calculée}} = 2.26$
- Probabilité: $p = 0.8125$
- Degrés de liberté: $\gamma = 5$
- Nombre des classes: $k = 8$

Sur la table de **Khi2** : $p(\chi^2)_{\text{théorique}} = 0.41$; pour $\alpha = 5\%$ et $\gamma = 5$

D'où, pour les deux lois : $0.30 < p(\chi^2)_{\text{théorique}} < 0.50$

Alors, l'adéquation des deux lois est bien définie, mais la loi normale est la plus adéquate.

III.4. Détermination de l'année de calcul

L'année de calcul est obtenue en appliquant la formule suivante :

$$P_{i\ 80\%} = P_{i\ moy} * \frac{P_{80\% \text{ annuelle}}}{P_{50\% \text{ annuelle}}} \quad (\text{III. 6})$$

$$P_{i\ 80\%} = P_{i\ moy} * \frac{464}{590}$$

Tableau III. 5. Tableau de l'année de calcul

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Pi moy	33.90	42.13	67.55	82.87	81.76	69.46	66.03	60.10	37.98	11.03	1.47	1.88
Pi 80%	26.66	33.14	53.13	65.17	64.30	54.62	51.93	47.27	29.87	8.68	1.16	1.48

Conclusion

Ce chapitre se concentre sur l'étude technique nécessaire à la détermination de l'année de calcul. Il met en avant l'importance du bilan hydrique et utilise une étude de 35 ans de précipitations pour déterminer le taux moyen de pluviométrie. Le test confirme l'adéquation de la loi normale pour l'ajustement de la série de pluie. Le travail aboutit à la reconstitution de l'année de probabilité à 80% du taux réel de la pluviométrie, permettant le calcul de l'évapotranspiration potentielle en fonction de l'année de sécheresse.

CHAPITRE IV

Calcul des besoins

CHAPITRE IV : Calcul des besoins

Introduction

L'irrigation consiste à apporter de l'eau au sol, créant un environnement propice à la croissance et au développement des cultures, et comblant les carences des approvisionnements naturels, généralement causées par les précipitations.

Les besoins en eau dépendent principalement du type de culture et des conditions climatiques telles que les précipitations, le vent, la température, la lumière et l'humidité.

Les besoins en eau des cultures sont définis comme la quantité totale d'eau utilisée par une culture tout au long de son cycle de croissance, y compris les apports naturels tels que les précipitations et les réserves du sol.

IV.1. Besoin en eau du périmètre

La compréhension précise des besoins en eau des cultures constitue le fondement essentiel de tout projet d'irrigation. Leur évaluation requiert une connaissance approfondie de plusieurs paramètres, comprenant à la fois les caractéristiques propres à la plante ainsi que les données climatiques et pédologiques spécifiques à la région déterminée au préalable.

IV.1.1. Calcul des besoins en eau

Les besoins hydriques des cultures sont définis comme la quantité d'eau fournie à la plante aux moments opportuns, dans le but de créer les conditions d'humidité optimales nécessaires pour obtenir un rendement maximal. La détermination des quantités d'eau à apporter par irrigation est réalisée en effectuant périodiquement, pour chaque stade végétatif, une évaluation précise de la balance hydrique.

$$B_i = ETM - (P_{eff} + RS_{i-1}) \quad (IV. 1)$$

Avec :

- **ETM**: est la valeur de l'évapotranspiration maximale en mm, elle est égale à : $ET_0 * K_c$
- **K_c** : le coefficient culturel de la culture considérée.
- **P_{eff}** : est la pluie efficace.
- **RS_{i-1}** : La réserve utile du sol du mois précédent

IV.1.2. Calcul d'évapotranspiration de référence (ET₀)

L'évapotranspiration englobe à la fois l'évaporation de l'eau depuis le sol et la transpiration des plantes. L'évapotranspiration de référence se réfère à la valeur maximale de cette mesure pour une surface uniformément couverte par un gazon court, bien irrigué, en pleine croissance active, et étendue sur une parcelle suffisamment vaste.

Il existe plusieurs méthodes pour calculer l'évapotranspiration de référence, qui se répartissent en deux catégories principales :

1. **Méthodes directes :**

- Cuve lysimétrique
- Bac évaporant

2. **Méthodes indirectes :** Ces méthodes calculent l'évapotranspiration de référence (ET₀) à partir de formules basées sur des paramètres climatiques, appelées formules empiriques. Parmi les formules les plus connues on cite :

- Priestley-Taylor
- Turc
- Blaney-Criddle
- Thornthwaite
- Penman

Dans notre cas, nous avons évalué l'ET₀ en utilisant la méthode la plus couramment employée, celle de Penman-Monteith modifiée.

Formule Modifiée de Penman_ Monteith :

La formule révisée de Penman & Monteith incorpore l'influence de la vitesse du vent, en plus d'intégrer des ajustements supplémentaires qui prennent en compte les conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

Des observations ont montré que cette version modifiée permet de prédire avec précision l'évapotranspiration de référence, non seulement dans des régions humides et fraîches comme l'Angleterre, mais également dans des zones très chaudes et semi-arides. La formulation révisée de la méthode de Penman & Monteith est la suivante :

$$ET_0 = C^* [W^* R_n + (1-W) * F(u) * (e_a - e_d)] \quad (IV.2)$$

- ✓ **ET₀** : Représente l'évapotranspiration de référence, exprimées en mm/jour.
- ✓ **W** : Facteur de pondération rendant compte de l'effet de rayonnement à différente température et altitude.
- ✓ **R_n** : Rayonnement net en évaporation équivalente, exprimée en mm/jour.
- ✓ **F(u)** : Fonction liée au vent.
- ✓ **ea** : Tension de vapeur saturante à la température moyenne de l'air, en millibars.
- ✓ **ed** : Tension de vapeur réelle moyenne de l'air exprimée en millibars.

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

L'évapotranspiration de référence a été déterminée sur la base de la formule modifiée de Penman-Monteith e à l'aide du logiciel CROPWAT.

Les données mensuelles suivantes enregistrées à la station de Boukerdane ont été utilisées pour les calculs.

- Température : Températures mensuelles minimales et maximales.
- Humidité : Humidité relative exprimée en pourcentage.
- Insolation : est exprimé en heures d'exposition au soleil par jour.
- Vitesse du vent : La vitesse du vent peut être saisie en km/jour.

Ci- après les valeurs de l'évapotranspiration de référence ET₀ calculée à l'aide du logiciel CROPWAT.

ETo Penman-Monteith par mois - C:\ProgramData\CROPWAT\data\climate\ET0.PEM

Pays: Algérie Station: Boukerdane

Altitude: 110 m. Latitude: 36.53 °N Longitude: 2.30 °E

Mois	Temp Moy °C	Humidité %	Vent m/s	Insolation heures	Ray. MJ/m ² /jour	ET ₀ mm/mois
Janvier	10.9	66	2.4	5.4	9.1	49.77
Février	11.3	66	2.5	6.3	12.2	55.85
Mars	12.3	70	2.3	7.4	16.4	75.29
Avril	14.5	65	2.0	8.2	20.1	97.48
Mai	17.4	69	1.7	8.6	22.3	116.20
Juin	21.5	72	1.5	10.0	24.8	134.59
Juillet	24.5	72	1.4	10.7	25.5	154.17
Août	24.5	66	1.4	9.9	23.0	145.16
Septembre	22.5	67	1.5	8.4	18.5	112.08
Octobre	17.2	73	1.6	7.2	13.9	73.44
Novembre	14.3	65	2.0	5.5	9.6	56.27
Décembre	11.5	66	2.2	5.0	8.1	46.98
Moyenne	16.9	68	1.9	7.7	16.9	1117.27

Figure IV.1. Résultats de calcul de L'Evapotranspiration de référence ET₀.

IV.1.3. L'évapotranspiration maximale ETM

En ce qui concerne l'irrigation, l'objectif est de maximiser les conditions de croissance des plantes en déterminant les besoins en eau en se basant sur la valeur de l'évapotranspiration maximale (ETM).

$$ETM = K_c * ET_0 \quad (IV.3)$$

Avec : K_c coefficient cultural.

IV.1.4. Calcul de pluie efficace

Il s'agit de la proportion des précipitations totales réellement utilisée par les cultures, elle dépend de la nature de la pluie et du type de sol. Dans les régions humides, la pluie efficace est calculée comme suit :

$$P_{eff} = 0,8 \times P_{80\%} \quad (IV.4)$$

Avec :

- P_{eff} : Pluie efficace en (mm).
- $P_{80\%}$: Pluie de l'année de sécheresse en (mm).

Les calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1. Tableau de pluie efficace

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Pi 80%	26.66	33.14	53.13	65.17	64.30	54.62	51.93	47.27	29.87	8.68	1.16	1.48
P eff	21.33	26.51	42.50	52.14	51.44	43.70	41.54	37.81	23.90	6.94	0.93	1.18

IV.1.5. Calcul de la réserve en eau du sol

La réserve en eau du sol représente la capacité d'absorption et de restitution d'eau du sol à la plante.

Dans notre analyse, la réserve en eau du sol pour le mois est déterminée comme suit :

$$RS = K * RFU$$

K est un coefficient = 1 ou 1/2 , 1/3 ou 0 dans le cas de réserve en eau nulle.

IV.2. Choix des cultures

Plusieurs facteurs sont pris en compte lors de la sélection des cultures à cultiver, parmi lesquels :

- Les caractéristiques climatiques de la région.
- Le type de sol et les contraintes pédologiques.
- La disponibilité des ressources en eau.
- La vocation de la région et les contraintes socio-économiques qui y sont associées.

Selon les caractéristiques de nos ressources en eau et en sol, on a choisi les cultures suivantes :

Tableau IV. 2. Tableau d'occupation de sol

Les cultures	Surface (ha)
Luzerne	40
Tomate	35
Betterave	45
Olivier	60

Tableau IV. 3. Tableau de cycle végétatif

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Luzerne												
Tomate												
Betterave												
Olivier												

IV.3. Calcul des besoins en eau des cultures

Besoins de la luzerne

Tableau IV. 4. Besoins de la luzerne

mois	p80%	Pe _{eff} (mm)	ET ₀ (mm)	K _c	ET _M	Z(m)	RFU- Théo	RFU- Réal	RSi-1	Bi net (mm)	Bi brute (m3/ha)
sep	26.66	21.33	112.08	0.7	78.5	2	280	0	0	57.1	761.71
oct	33.14	26.51	73.44	0.8	58.8	2.5	350	117	0	32.2	429.87
nov	53.13	42.50	56.27	0.9	50.6	2.5	350	233	117	0.0	0.00
dec	65.17	52.14	46.98	0.9	42.3	2.8	392	392	233	0.0	0.00
jan	64.3	51.44	49.77	0.9	44.8	3	420	420	392	0.0	0.00
fev	54.62	43.70	55.85	0.9	50.3	3	420	420	420	0.0	0.00
mar	51.93	41.54	75.29	0.9	67.8	3	420	280	420	0.0	0.00
avr	47.27	37.82	97.48	0.9	87.7	3	420	210	280	0.0	0.00
mai	29.87	23.90	116.2	0.9	104.6	3	420	140	210	0.0	0.00
juin	8.68	6.94	134.59	0.9	121.1	2.5	350	0	140	0.0	0.00
juillet	1.16	0.93	154.17	0.9	138.8	2.5	350	0	0	137.8	1837.67
août	1.48	1.18	145.16	0.9	130.6	2	280	0	0	129.5	1726.13

Besoins de la tomate

Tableau IV. 5. Besoins de la tomate

mois	p80%	Pe _{eff} (mm)	ET ₀ (mm)	K _c	ET _M	Z(m)	RFU- Théo	RFU- Réal	RSi-1	Bi net (mm)	Bi brute (m3/ha)
sep	26.66	21.33	112.08	0	0.0	0	0	0	0	0.0	0.00
oct	33.14	26.51	73.44	0	0.0	0	0	0	0	0.0	0.00
nov	53.13	42.50	56.27	0	0.0	0	0	0	0	0.0	0.00
dec	65.17	52.14	46.98	0	0.0	0	0	0	0	0.0	0.00
jan	64.3	51.44	49.77	0	0.0	0	0	0	0	0.0	0.00
fev	54.62	43.70	55.85	0	0.0	0	0	0	0	0.0	0.00
mar	51.93	41.54	75.29	0.5	37.6	0.3	42	28	0	0.0	0.00
avr	47.27	37.82	97.48	0.8	78.0	0.5	70	35	28	12.2	162.24
mai	29.87	23.90	116.2	0.95	110.4	0.7	98	33	35	51.5	686.59
juin	8.68	6.94	134.59	0.75	100.9	0.8	112	0	33	61.3	817.76
juillet	1.16	0.93	154.17	0	0.0	0	0	0	0	0.0	0.00
août	1.48	1.18	145.16	0	0.0	0	0	0	0	0.0	0.00

Besoins de la betterave**Tableau IV. 6.** Besoins de la betterave

mois	p80%	Pe _{eff} (mm)	ET ₀ (mm)	K _c	ETM	Z(m)	RFU- Théo	RFU- Réal	RSi-1	Bi net (mm)	Bi brute (m3/ha)
sep	26.66	21.33	112.08	0	0.0	0	0	0	0	0.0	0.00
oct	33.14	26.51	73.44	0	0.0	0	0	0	0	0.0	0.00
nov	53.13	42.50	56.27	0	0.0	0	0	0	0	0.0	0.00
dec	65.17	52.14	46.98	0	0.0	0	0	0	0	0.0	0.00
jan	64.3	51.44	49.77	0	0.0	0	0	0	0	0.0	0.00
fev	54.62	43.70	55.85	0	0.0	0	0	0	0	0.0	0.00
mar	51.93	41.54	75.29	0.5	37.6	0.9	126	84	0	0.0	0.00
avr	47.27	37.82	97.48	0.7	68.2	0.9	126	63	84	0.0	0.00
mai	29.87	23.90	116.2	0.85	98.8	1.2	168	56	63	11.9	158.32
juin	8.68	6.94	134.59	1.05	141.3	1.2	168	0	56	78.4	1045.01
juillet	1.16	0.93	154.17	1	154.2	1.2	168	0	0	153.2	2043.23
août	1.48	1.18	145.16	0.8	116.1	0.9	126	0	0	114.9	1532.59

Besoins de l'olivier**Tableau IV. 7.** Besoins de l'olivier

mois	p80%	Pe _{eff} (mm)	ET ₀ (mm)	K _c	ETM	Z(m)	RFU- Théo	RFU- Réal	RSi-1	Bi net (mm)	Bi brute (m3/ha)
sep	26.66	21.33	112.08	0.75	84.1	1.5	210	0	0	62.7	836.43
oct	33.14	26.51	73.44	0.75	55.1	1.5	210	70	0	28.6	380.91
nov	53.13	42.50	56.27	0.7	39.4	1.5	210	140	70	0.0	0.00
dec	65.17	52.14	46.98	0.65	30.5	1.5	210	210	140	0.0	0.00
jan	64.3	51.44	49.77	0.65	32.4	1.5	210	210	210	0.0	0.00
fev	54.62	43.70	55.85	0.65	36.3	1.5	210	210	210	0.0	0.00
mar	51.93	41.54	75.29	0.65	48.9	1.5	210	140	210	0.0	0.00
avr	47.27	37.82	97.48	0.65	63.4	1.5	210	105	140	0.0	0.00
mai	29.87	23.90	116.2	0.65	75.5	1.5	210	70	105	0.0	0.00
juin	8.68	6.94	134.59	0.7	94.2	1.5	210	0	70	17.3	230.25
juillet	1.16	0.93	154.17	0.75	115.6	1.5	210	0	0	114.7	1529.33
août	1.48	1.18	145.16	0.75	108.9	1.5	210	0	0	107.7	1435.81

Tableau IV. 7. Tableau récapitulatif des besoins nets

mois	Luzerne	Tomate	Betterave	Olivier	Bi net totale (mm)
sep	57.1	0.0	0.0	62.7	119.8
oct	32.2	0.0	0.0	28.6	60.8
nov	0.0	0.0	0.0	0.0	0
dec	0.0	0.0	0.0	0.0	0
jan	0.0	0.0	0.0	0.0	0
fev	0.0	0.0	0.0	0.0	0
mar	0.0	0.0	0.0	0.0	0
avr	0.0	12.2	0.0	0.0	12.2
mai	0.0	51.5	11.9	0.0	63.4
juin	0.0	61.3	78.4	17.3	157
juillet	137.8	0.0	153.2	114.7	405.7
aout	129.5	0.0	114.9	107.7	352.1

IV.4. Calcul du débit spécifique (Qs)

L'objectif est de définir le débit requis que le système d'irrigation doit faciliter pour répondre aux besoins en eau de la culture. Le débit spécifique est défini en fonction du besoin en eau de chaque culture, qui est prédéterminé en fonction de la répartition des plantes. Ce débit spécifique est défini par la formule et permet de déterminer les débits à la parcelle et à l'entête du secteur d'étude :

$$Qs = \frac{B_{net} * 10 * 1000}{Nj * Nh * 3600 * 0.75} \quad (IV.5)$$

Avec :

B net : besoin net du mois de pointe

K : Coefficient d'efficience globale du système d'irrigation (k = 0,75)

Nh : nombre d'heures d'irrigation = 22 h

Nj : nombre de jours par mois = 30 jours

Application numérique :

$$Qs = \frac{405.7 * 10 * 1000}{30 * 22 * 3600 * 0.75} = 2.27 \text{ (l/s/ha)}$$

$$Q_s = 2,27 \text{ l/s/ha} > 1.5 \text{ l/s/ha}$$

On va recalculer avec le besoin net de la culture la plus exigeante (153.2 mm) :

$$Q_s = \frac{153.2 * 10 * 1000}{30 * 22 * 3600 * 0.75} = 0.9 \text{ (l/s/ha)}$$

Alors, le débit caractéristique va être :

$$Q_c = Q_s * S = 0.9 * 180 = 162 \text{ (l/s)}$$

IV.5. Volume d'eau d'irrigation

L'évaluation de ce volume consiste à déterminer le volume totale requis pour notre système d'irrigation. Il s'exprime comme suit :

$$Volume \text{ irr}(m^3) = \left[\sum B.brute \right] i(m^3/ha) * Si(ha) \quad (IV.6)$$

Application numérique :

$$Volume . totale . irr = 728370.29(m^3/an)$$

Conclusion

Au cours de ce chapitre, il a été nécessaire de passer une étape importante dans la planification d'un réseau d'irrigation, à savoir délimiter les besoins en eau. Cela est nécessaire car il s'agit de déterminer le débit que devra fournir le système d'adduction d'eau agréé. Nous avons procédé en trois phases : Dans un premier temps, nous avons estimé l'évapotranspiration de référence, qui constitue la base de toute évaluation des besoins en eau, puis nous avons déterminé les besoins en eau de chaque culture. Dans un deuxième temps, nous avons, à partir d'un scénario d'occupation du sol spécifique à notre zone d'étude, soigneusement sélectionné les espèces à planter. Cette étape nous a permis de vérifier la bonne adéquation entre les espèces et le milieu.

CHAPITRE V

Calcul du réseau d'adduction

CHAPITRE V : Calcul du réseau d'adduction

Introduction

Avant tout, la réalisation d'un réseau d'irrigation doit se faire avec une gestion efficace d'un système d'irrigation et une organisation convenable, sachant que tous les systèmes d'irrigation sont dépendants au tracé de la conduite du réseau d'adduction du périmètre d'irrigation. On doit considérer plusieurs contraintes (Géographie, installation hydraulique et des facteurs technico-économiques) pour la réalisation d'un réseau de distribution dans un périmètre d'irrigation.

V.1. Système d'adduction

V.1.1. Variante d'aménagement

Notre périmètre de 180 Ha, sera irrigué à partir d'un barrage qui va alimenter la totalité du périmètre d'irrigation, l'eau sera refoulée du barrage vers un réservoir de stockage à travers un système de pompage, puis elle va être distribué gravitairement vers les ilots.

V.1.2. Matériaux de construction des canalisations

Les critères de choix du matériau incluent la pression à supporter, l'agressivité du sol, les aspects économiques (coût et disponibilité sur le marché local ainsi que leur fabrication en Algérie) ainsi que la compatibilité avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes, etc.).

Les matériaux utilisés incluent la fonte, le PEHD, le PVC et l'acier.

A) Conduite en PEHD : Les tuyaux en PEHD présentent les bénéfices suivants :

- Ils ont la particularité d'être légers et sont simples à découper.
- Ils ont de bonnes caractéristiques hydrauliques.
- On les trouve sur le marché.
- Ils sont simplement installables.
- Ils sont plutôt abordables.

Néanmoins, il est important de prendre en considération le risque de rupture en cas de soudure incorrecte.

B) Conduite en Fonte : Ces matériaux présentent de nombreux bénéfices :

- Ils offrent une excellente résistance aux forces internes.
- Ils ont une résistance remarquable à la corrosion.
- Ils sont extrêmement solides et rigides.

Toutefois, leur désavantage réside dans leur prix assez élevé.

C) Conduite en Acier : Ces tuyaux présentent les bénéfices suivants :

- Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, ce qui permet des économies sur le transport et l'installation.
- Ils sont très résistants aux contraintes, comme les chocs et l'écrasement. Toutefois, il convient de prendre en considération le risque de corrosion.

D) Conduite en PVC : Les avantages de ces matériaux sont nombreux :

- Ils ont une résistance à la corrosion.
- Ils sont accessibles au consommateur.
- Ils sont simples à poser en tant que conduites.

Toutefois, un désavantage à considérer est le risque de rupture.

V.1.3. Matériel hydromécanique

Pour garantir le bon déroulement et la protection du réseau de distribution, nous avons prévu l'installation d'équipements hydromécaniques tels que :

- Les ventouses ou les soupapes d'échappement : Elles sont placées sur les hauts points des conduites, ce qui facilite l'élimination de l'air.
- Les puits de vidange sont placés dans les endroits les plus bas où une dépression naturelle se forme, ce qui facilite l'évacuation des dépôts en cas de nécessité.
- Les vannes de sectionnement servent à contrôler les flux d'irrigation dans les différentes parties du réseau de distribution. De plus, elles sont mises en place à la station de pompage ainsi qu'à divers points sensibles du réseau d'alimentation.

V.2. Système de pompage

Le système d'irrigation par pompage est un ensemble de moyens et d'équipements destinés à extraire l'eau d'une source, comme un puits, une rivière ou un réservoir, et à la transporter vers les zones agricoles ou les systèmes d'irrigation. Le but de ce système est de fournir l'eau dont il a besoin aux cultures et assurer une répartition adéquate dans les zones cultivées. En général, le système de pompage en irrigation est composé des éléments suivants :

- La pompe : Composant central du système, la pompe assure l'extraction et le déplacement de l'eau.
- Source d'eau : Il peut s'agir d'un puits, d'une rivière, d'un lac ou de tout autre réservoir d'eau situé près de la zone à irriguer.
- Les canalisations : servent à transporter l'eau de la source vers les champs ou les systèmes d'irrigation.
- Un réservoir de stockage : est parfois employé afin de conserver l'eau pompée avant de la faire circuler dans les champs.
- Système de contrôle : Il est possible d'intégrer un système de gestion afin de contrôler le fonctionnement de la pompe et de surveiller les paramètres tels que la pression de l'eau, le débit et la température.

Types des pompes utilisé :

On peut décrire les diverses catégories de pompes, telles que les pompes axiales à écoulement radial, les pompes semi-axiales et les pompes à écoulement radial, de la manière suivante :

- Les pompes axiales : Les pompes axiales sont des appareils de forme hélice sur lesquels les pales sont disposées en forme de surfaces inclinées. Elles conviennent particulièrement pour le pompage de volumes considérables avec des élévations minimales.
- Les pompes semi-axiales : Elles ont été développées pour fournir des débits élevés à des hauteurs basses tout en maintenant les vitesses d'entrée à un niveau bas. Le diamètre de sortie est relativement petit, car la hauteur de refoulement est faible, ce qui demande la construction d'une
- Les pompes à écoulement radial : Il s'agit de pompes centrifuges traditionnelles. Elles offrent la possibilité de pomper à des débits faibles sur des hauteurs élevées. Le diamètre externe de la roue entraîne une augmentation de la hauteur de refoulement. Dans ce cas, la circulation est radiale et les pales sont des surfaces planes.

Nombre de pompes principales :

Le nombre de pompes doit être plus restreint possible, voir les recommandations ci-dessous :

$Q < 1 \text{ m}^3/\text{s}$ (1 - 2) pompes.

$Q = 1 - 5 \text{ m}^3/\text{s}$ (3 - 5) pompes.

$Q > 5 \text{ m}^3/\text{s}$ (4 - 6) pompes.

(Il faut prévoir une, ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne).

V.2.1. Calcul hydraulique du système d'adduction**Débit de refoulement**

$$Q_c = Q_s \times \text{Stot} = 0.9 \times 180 = 162 \text{ l/s} = 0.162 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{ref}} = Q_c \times 1.05 = 0.162 \times 1.05 = 0.17 \text{ m}^3/\text{s}$$

($\alpha = 5\%$: coefficient de correction qui prend en compte les pertes dans le réseau).

Détermination de diamètre économique de la conduite de refoulement

Pour dimensionner la conduite de refoulement, on applique la formule de Bonin :

$$D = (Q)^{1/2} = (0.17)^{1/2} = 0.412 \text{ m} = 412 \text{ mm (on prend } D=500\text{mm)}$$

Cependant, le choix du diamètre de la conduite de refoulement se fait sur la base d'une analyse technico-économique combinée entre le coût d'investissement et le coût d'exploitation.

Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement se calculent par la relation suivante :

$$F_{am} = P_{rc} \times A \quad (\text{V. 1})$$

Avec :

Prc : Prix de la conduite en (DA) ;

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{V. 2})$$

A : Frais d'amortissement (DA)

i : Taux d'annuité ; $i = 8 \%$

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

Calcul des Frais d'exploitation

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

$$F_{exp} = E \times e \quad (\text{V. 3})$$

Avec :

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

E : Consommation totale d'énergie de la pompe (kWh).

e : prix unitaire de 1 kW facturé par Sonalgaz ($e = 4,67$ DA).

♦ Energie consommée par la pompe

La consommation énergétique de la pompe est calculée comme suit :

$$E = P * t * 365 [kWh/an] \quad (\text{V. 4})$$

t : est la durée de la pompe (heures) par jour. Dans notre cas, $t = 22h$.

♦ Puissance de la pompe : La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{V. 5})$$

Avec :

η : rendement de la pompe en (%)

Q : débit refoulé par la pompe en (m^3 /s).

g : pesanteur ($9.81 m/s^2$)

ρ : Masse volumique de l'eau (kg/ m^3)

♦ La HMT : est calculée par la formule suivante :

$$HMT = \Delta Ht + Hg \quad (\text{V. 6})$$

Avec :

HMT : Hauteur Manométrique Totale en (m).

ΔHt : perte de charge totale en m

Hg : Hauteur géométrique en (m).

$$Hg = Cote \text{ Réservoir} - Cote \text{ pompe} \quad (\text{V. 7})$$

$$Hg = 171.53 - 62.23$$

$$Hg = 109.30 \text{ m}$$

Calcul des pertes de charges :

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_l$$

$$\Delta H_s = 10\% * \Delta H_l$$

$$\Delta H_t = 1.1 * \Delta H_l$$

On a calculé ΔH à l'aide de la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H = \frac{f * L * V^2}{D * 2 * g} \quad (\text{V.8})$$

Les calculs sont détaillés dans les tableaux suivants :

Tableau V.1. Calcul de la HMT

Débit	diamètre (mm)	V (m/s)	longueur	Re	f	ΔH linéaire	ΔH singulière	ΔH totale	HMT (m)
0.1701	300	2.41	1800	721926.82	0.0109	19.22	1.9222473	21.14	130.94
0.1701	400	1.35	1800	541445.11	0.0117	4.90	0.4901740	5.39	115.19
0.1701	500	0.87	1800	433156.09	0.0123	1.70	0.1698352	1.87	111.67
0.1701	600	0.60	1800	360963.41	0.0129	0.71	0.0714359	0.79	110.59
0.1701	700	0.44	1800	309397.20	0.0134	0.34	0.0343494	0.38	110.18

Tableau V.2. Calcul des frais d'exploitation

diamètre	HMT	P(QW)	E(QWh/an)	F _{exp} (DA)
300	130.94	283.7726856	2278694.7	10641504.09
400	115.19	249.6344913	2004565	9361318.39
500	111.67	241.9981589	1943245.2	9074955.16
600	110.59	239.6524879	1924409.5	8986992.26
700	110.18	238.7684084	1917310.3	8953839.19

Tableau V.3. Calcul des frais d'investissement

diamètre (mm)	longueur	prix de pose	prix de ml	prix total	A	F _{inv} (DA)
300	1800	500	6500	12600000	0.0888	1119226
400	1800	650	7490	14652000	0.0888	1301500
500	1800	880	9300	18324000	0.0888	1627674
600	1800	950	12000	23310000	0.0888	2070567
700	1800	1100	15700	30240000	0.0888	2686142

Tableau V.4. Calcul du bilan total des frais

diamètre (mm)	F _{exp} (DA)	F _{inv} (DA)	Bilan (DA)
300	10641504	1119226	11760729.75
400	9361318.4	1301499.6	10662817.94
500	9074955.2	1627673.9	10702629.05
600	8986992.3	2070567.5	11057559.73
700	8953839.2	2686141.6	11639980.78

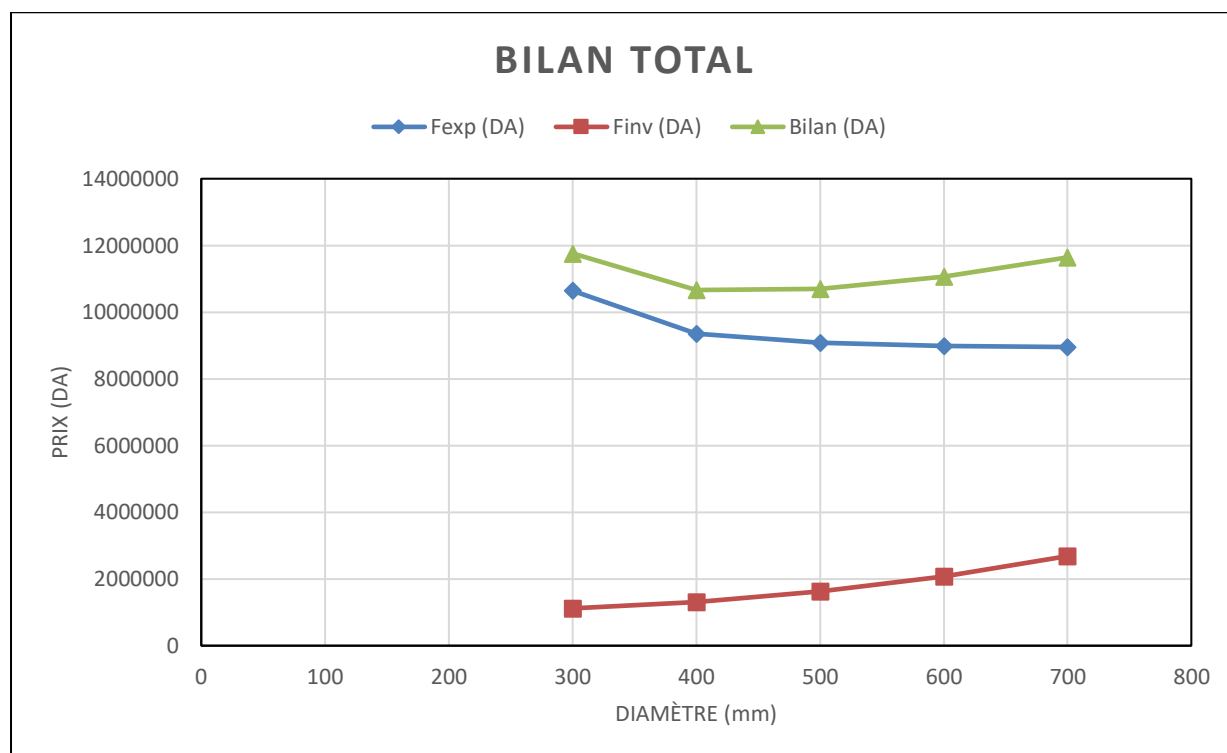


Figure V.1. Courbe du bilan total des frais

Interprétation : D'après le bilan, on peut dire que le diamètre économique est de **400 mm** qui correspond à une HMT de l'ordre de **110m**.

V.2.2. Choix des pompes et nombre des pompes

Les critères pour choisir le nombre de pompes sont les suivants :

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

Nous avons effectué le choix des pompes à l'aide du logiciel CAPRARI qui nous a donné plusieurs types de pompes, dont les caractéristiques sont montrées dans le tableau ci-après :

Tableau V.5. Choix de pompes

nombre des pompes	Q(L/s)	H(m)	marque de la pompe	Qp(l/s)	Hp(m)	$\eta(\%)$	Pabs (kw)	N(tr/min)	NPSHr	Nombre d'étage
1	170.1	115	/	/	/	/	/	/	/	/
2	85.05	115	/	/	/	/	/	/	/	/
3	56.7	115	HV80/2F+75	70.5	118	67.9	120	2900	2.81	2
4	42.525	115	HMU35/3A+30	48.9	117	69.9	80	2900	2.67	3
5	34.02	115	HVU25/4A+20	40.1	117	70.8	65.4	2900	2.45	/

Le choix des pompes est porté sur :

- 1.Nombre de pompes = 4 (+2 pompes de secours)
- 2.Rendement = 69.9%.
- 3.NPSHr = 2.67 m.
- 4.Puissance = 80 KW.

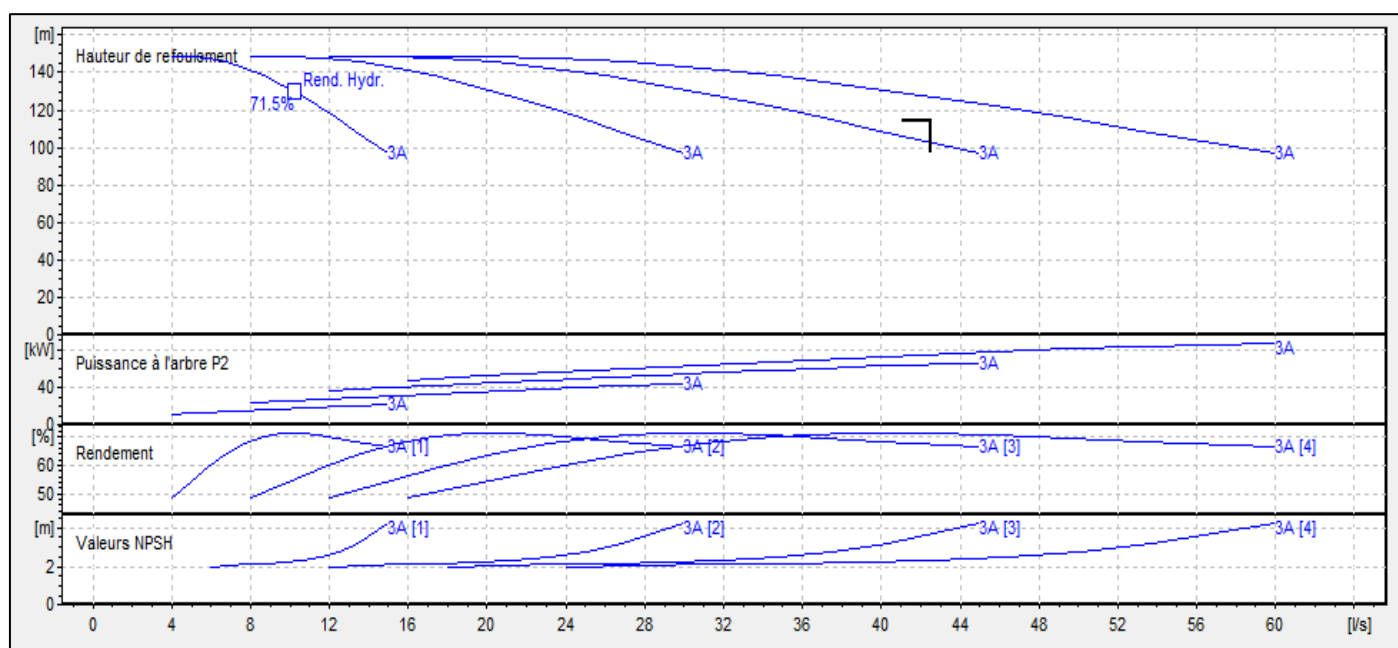


Figure V.2. Courbe caractéristique de la pompe

V.2.3. Protection contre la cavitation

La cavitation se produit lorsque le courant liquide est perturbé à l'entrée de la pompe en fonctionnement, à une température constante, avec une pression absolue inférieure ou égale à la tension de la vapeur d'eau.

Il convient de vérifier la condition suivante :

$$0.5 + (\text{NPSH})_r < (\text{NPSH})_d$$

(NPSH) r : Charge nette d'aspiration requise, fournie par le constructeur

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

La relation qui permet de calculer le NPSHd est :

$$\text{NPSHd} = \frac{P_a}{\rho g} - Z_e - \Delta H_{asp} - \frac{P_v}{\rho g} - \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (\text{V. 9})$$

Pa : la pression atmosphérique locale = 10,33 mce

Pv : la pression de vapeur saturant, Pour 20°C, $P_v/\rho g = 0.24$ mce

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

ΔH_{asp} : perte de charge à l'aspiration.

Longueur asp = 4m.

$$\text{NPSH d} = 10.33 - 2 - 0.016 - 0.24 - (1.7^2/2 \cdot 9.81) = 7.92 \text{ m} > 2.67\text{m} + 0.5$$

Conclusion : notre système de pompage est protégé contre la cavitation.

V.2.4. Protection contre le coup de bélier

Calcul du volume du réservoir d'air anti-bélier :

Pour la détermination du volume d'air anti-bélier, nous avons pris en compte la méthode grapho-analytique de Vibert :

En fonctionnement normal, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par Z0 et U0.

Avec :

Z0 : La pression absolue en m.c.e. = $h_g + 10 = 119,3\text{m}$

U0 : volume d'air dans la cloche en régime permanent (m3).

Le volume d'air est calculé par la formule suivante :

$$U_0 = L \cdot S$$

Avec :

L : Longueur de la canalisation = 1800m. Diamètre : D = 400 mm

S : La section de la conduite $S = 0,125\text{m}^2$

V_0 : la vitesse initiale d'écoulement (m/s),

Après l'utilisation de l'Abaque de Vibert on trouve :

$$(U_0 / (L \cdot S)) = 5 \cdot 10^{-2} \quad U_0 = 0,05 \cdot L \cdot S \quad U_0 = 5,06 \text{ m/s}$$

$$(Z_{\min} / Z_0) = 0,84 \quad Z_{\min} = Z_0 \cdot 0,84 \quad Z_{\min} = 99,22 \text{ m}$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \quad U_{\max} = (U_0 \cdot Z_0) / Z_{\min}$$

$$U_{\max} = 6,02 \text{ m/s}$$

On va majorer le volume de $U_{\max}$ de 20% donc le volume finale $V = 7,3 \text{ m}^3$

V.2.5. Dimensionnement du réservoir de stockage

La capacité de la bache de stockage doit être en adéquation avec le volume d'eau requis pour répondre aux exigences de la tranche de culture la plus exigeante.

$$V = Q \cdot T \quad (\text{V. 10})$$

Avec :

- V : volume de la bache.
- Q : Débit forcé.
- T : Temps de non-fonctionnement = 2 h

$$V = 0,17 \cdot 2 \cdot 3600 = 1224 \text{ m}^3 > 500 \text{ m}^3$$

Donc on va prendre $V = 800 \text{ m}^3$

Déterminant maintenant le diamètre du réservoir (sachant que sa hauteur est de 4 m) :

$$V = S \cdot H \quad (\text{V. 11})$$

$$S = V / H = 800 / 4 = 200 \text{ m}^2$$

$$D = 16 \text{ m}$$

V.3. Dimensionnement du réseau de distribution

V.3.1. Choix du type des bornes

Le type de borne choisi dépend généralement de la surface :

- La borne à quatre prise (Borne de type A4) est utilisée pour les ilots avec un nombre de parcelles compris entre [4 -8] et dont la superficie est inférieure à 15 ha.
- La borne à deux prises (borne de type A2) est utilisée pour les ilots avec deux parcelles et une superficie inférieure à 15 ha.
- La borne à deux prises (Borne de type B) est utilisée pour les ilots avec deux parcelles et une superficie supérieure à 15 ha.
- Les bornes de type C sont prévues pour les grands ilots ($S > 50 \text{ ha}$).

Tableau V.6. Diamètres des bornes

Type	Débit fournie	Diamètre de la borne
A2	$Q < (11.11) \text{ l/s}$	D=65mm
A4	$(11.11) \text{ l/s} < Q < (22.22) \text{ l/s}$	D=100mm
B	$(22.22) \text{ l/s} < Q < (33.33) \text{ l/s}$	D=150mm
C	$Q > (33.33) \text{ l/s}$	D=200mm

Tableau V.7. Choix de bornes

N° d'îlot	Type de borne
1	A2
2	A2
3	A2
4	A2
5	A2
6	A2
7	A4
8	A4
9	A2
10	A2
11	A2
12	A2
13	A2
14	A4
15	A4
16	A2

V.3.2. Calcul des diamètres des conduites

Les diamètres sont calculés en fonction des vitesses et débits transportés par le tronçon de conduite :

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

Avec :

Q : débit, exprimé en m³/s

D: diamètre

V : vitesse qui donne le diamètre économique est de 1.5 m/s

V.3.3. Calcul des pertes de charge

La détermination des pertes de charge unitaires a été effectuée à l'aide de la formule de LECHAPT et CALMON, qui est représentée par la formule suivante :

$$\Delta H = \frac{L * Q^M}{D^N} \quad (\text{V. 13})$$

Avec :

ΔH : Pertes de charge en mm

Q: Débit en m³/s.

D : Diamètre de la conduite considérée

L, M et N : coefficients dépendent de la rugosité absolue (Ks) des canalisations.

V.3.4. Calcul de la pression

$$P = \text{Côte piézométrique} - \text{Côte terrain} \quad (\text{V. 14})$$

$$\text{Côte piézométrique } i = \text{Côte piézométrique } i - 1 - \Delta H \quad (\text{V. 15})$$

Les résultats du calcul sont illustrés le tableau ci-après :

Tableau V.8. Calculs hydrauliques des tronçons

N° du tronçon	longueur (m)	Superficie (ha)	Débit (m³/s)	D _{calculé} (mm)	D _{normalisé} (mm)	type de matériau	Vitesse (m/s)	Ks	L	M	N	ΔH linéaire (m)	ΔH total (m)	cote terrain aval	cote piézométrique aval	Pression	Pression (bar)
RT-TS	195.8	180	0.162	370.8	400	Fonte	1.29	0.1	1.15	1.89	5.01	0.71	0.78	101	108.22	13.22	1.32
TS-N1	533.9	180	0.162	371	400	Fonte	1.29	0.1	1.15	1.89	5.01	1.94	2.13	70.5	91.08	20.58	2.06
N1-N2	205.7	180	0.162	371	400	Fonte	1.29	0.1	1.15	1.89	5.01	0.75	0.82	60.7	90.26	29.56	2.96
N2-B1	161.2	8	0.0072	78	90	PEHD	1.13	0.1	1.15	1.89	5.01	2.87	3.16	60.6	87.11	26.51	2.65
N2-B2	161.2	11.7	0.01053	95	110	PEHD	1.11	0.1	1.15	1.89	5.01	2.15	2.37	66.5	87.89	21.39	2.14
N2-N3	205.7	160.3	0.14427	350	350	Fonte	1.50	0.1	1.15	1.89	5.01	1.17	1.29	60.3	88.97	28.67	2.87
N3-N4	117.7	160.3	0.14427	350	350	Fonte	1.50	0.1	1.15	1.89	5.01	0.67	0.74	60.05	88.23	28.18	2.82
N4-B3	161.2	9.6	0.00864	86	90	PEHD	1.36	0.1	1.15	1.89	5.01	4.05	4.45	58.4	83.78	25.38	2.54
N4-B4	161.2	8.6	0.00774	81	90	PEHD	1.22	0.1	1.15	1.89	5.01	3.29	3.62	60.5	84.62	24.12	2.41
N4-N5	138.8	142.1	0.12789	329	350	Fonte	1.33	0.1	1.15	1.89	5.01	0.63	0.69	53.2	87.54	34.34	3.43
N5-N6	141.7	142.1	0.12789	329	350	Fonte	1.33	0.1	1.15	1.89	5.01	0.64	0.71	45.7	86.83	41.13	4.11
N6-B5	161.2	13	0.0117	100	110	PEHD	1.23	0.1	1.15	1.89	5.01	2.63	2.89	42.5	83.94	41.44	4.14
N6-B6	161.2	11.9	0.01071	95	110	PEHD	1.13	0.1	1.15	1.89	5.01	2.22	2.45	48.8	84.39	35.59	3.56
N6-N7	141	117.2	0.10548	299	315	PEHD	1.35	0.1	1.15	1.89	5.01	0.75	0.83	40.99	86.00	45.01	4.50
N7-N8	108.2	117.2	0.10548	299	315	PEHD	1.35	0.1	1.15	1.89	5.01	0.58	0.64	40.9	85.37	44.47	4.45
N8-B7	161.2	14.3	0.01287	105	110	PEHD	1.35	0.1	1.15	1.89	5.01	3.15	3.46	40.85	81.91	41.06	4.11
N8-B8	161.2	13.8	0.01242	103	110	PEHD	1.31	0.1	1.15	1.89	5.01	2.94	3.24	40.95	82.13	41.18	4.12
N8-N9	103.6	89.1	0.08019	261	280	PEHD	1.30	0.1	1.15	1.89	5.01	0.60	0.65	40.8	84.71	43.91	4.39
N9-N10	390.6	43.5	0.03915	182	200	PEHD	1.25	0.1	1.15	1.89	5.01	3.12	3.43	40.75	81.28	40.53	4.05
N10-N11	112.9	43.5	0.03915	182	200	PEHD	1.25	0.1	1.15	1.89	5.01	0.90	0.99	40.7	80.29	39.59	3.96
N11-B9	161.2	12.3	0.01107	97	110	PEHD	1.16	0.1	1.15	1.89	5.01	2.37	2.60	40.65	77.68	37.03	3.70
N11-B10	161.2	9.6	0.00864	86	90	PEHD	1.36	0.1	1.15	1.89	5.01	4.05	4.45	40.75	75.83	35.08	3.51
N11-N12	231.9	21.6	0.01944	128	140	PEHD	1.26	0.1	1.15	1.89	5.01	2.95	3.24	40.65	77.04	36.39	3.64
N12-B13	161.2	8.1	0.00729	79	90	PEHD	1.15	0.1	1.15	1.89	5.01	2.94	3.23	40.65	73.81	33.16	3.32
N12-B14	161.2	13.5	0.01215	102	110	PEHD	1.28	0.1	1.15	1.89	5.01	2.82	3.10	40.7	73.94	33.24	3.32
N9-N13	468.5	45.6	0.04104	187	200	PEHD	1.31	0.1	1.15	1.89	5.01	4.09	4.50	42.5	80.21	37.71	3.77
N13-N14	101.4	45.6	0.04104	187	200	PEHD	1.31	0.1	1.15	1.89	5.01	0.89	0.97	41	79.24	38.24	3.82
N14-B11	161.2	10.6	0.00954	90	90	PEHD	1.50	0.1	1.15	1.89	5.01	4.88	5.37	40.95	73.86	32.91	3.29
N14-B12	161.2	8.7	0.00783	82	90	PEHD	1.23	0.1	1.15	1.89	5.01	3.36	3.70	47.5	75.54	28.04	2.80
N14-N15	221.6	26.3	0.02367	142	160	PEHD	1.18	0.1	1.15	1.89	5.01	2.09	2.30	48	76.93	28.93	2.89
N15-B15	161.2	15.0	0.0135	107	110	PEHD	1.42	0.1	1.15	1.89	5.01	3.44	3.79	41	73.14	32.14	3.21
N15-B16	161.2	11.3	0.01017	93	110	PEHD	1.07	0.1	1.15	1.89	5.01	2.02	2.22	54.5	70.93	26.43	2.64

Conclusion

Nous avons vu dans ce chapitre le système d'adduction d'eau de notre périmètre, qui contient 16 ilots , chaque ilot étant desservi par une borne d'irrigation. On a installé un système de pompage pour refouler l'eau vers un réservoir de stockage. Les calculs ont permis de concevoir un réseau de distribution en Fonte et en PEHD. Les valeurs des pressions, vitesses et pertes de charges aux endroits de distribution sont admissible, et cela constitue le fondement de tout réseau d'arrosage.

CHAPITRE VI

Dimensionnement à la parcelle

CHAPITRE VI : Dimensionnement à la parcelle

Introduction

Dans ce chapitre, l'attention sera principalement focalisée sur le processus de dimensionnement du réseau d'irrigation à la parcelle en examinant le système goutte à goutte et le système d'aspersion. Le dimensionnement doit déterminer les paramètres optimaux pour réaliser une irrigation efficace et économiquement raisonnable des cultures.

VI.1. Dimensionnement du réseau de goutte à goutte

Le choix de l'ilot à irriguer en goutte à goutte porte sur l'ilot N°1 qui est de 8 ha sur une parcelle rectangulaire de 200x200, qui est alimenté par la Borne N°1 qui fournit une pression de 2.65 bars.

Données générales :

Culture : Olivier

Besoin de pointe : 114.7 mm (Juillet)

Organisation du réseau : Avec un écartement entre arbre de 4*4m, et un espacement entre lignes d'environ 4 m,

- Surface brute de la parcelle: 4 ha;
- Longueur: 200m;
- Largeur: 200m.

Caractéristique du goutteur :

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

Pour notre cas nous maintenons un taux de couverture égale à 60% (pour les arbres adultes) donc : $K_r=0.80$ selon Freeman et Garzoli par contre $K_r=0.70$ selon Decroix (CTGREF). Nous prendrons un coefficient $K_r=0.80$

$$B_{jc}=B_j \cdot K_r$$

$$B_j = B_{\text{pointe}}/30 = 3.82 \text{ mm/j}$$

$$B_{jc}= 3.05 \text{ mm/j}$$

Dose nette pratique

Une fois le besoin quotidien en eau évalué, il est nécessaire de calculer un pourcentage ou une fraction d'humidification dans la zone racinaire. La quantité d'eau indispensable à maintenir le sol dans l'humidité requise pour la culture est dénommée Dose nette pratique, qui représente la dose d'humidification

$$Dp = (Hcc - Hpf) \cdot Y \cdot Z \cdot da \cdot P\% = RFU \cdot P\% \quad (VI. 1)$$

- Hcc : humidité à la capacité au champ (16%)
- Hpf : humidité au point de flétrissement (9%)
- Y : degré d'extraction de l'eau du sol (2/3)
- Z : profondeur d'enracinement en (1500 mm)
- Da : la densité apparente : égalé à 1.4.
- P : Pourcentage du sol humidifié

$$P = \frac{N * Sd * Sh}{Sa * Sr} \quad (VI. 2)$$

- N : Nombre de point (de goutteurs) de distribution par arbre =2
- Sd : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre (1.5m)
- Sh : Largeur de la bande humidifiée d'après la table, on a Sh = 1m.
- Sr : Ecartement entre rangs d'arbre = 4m.
- Sa : espacement des arbres sur les rangs = 4m

$$P = \frac{2 * 1.5 * 1}{4 * 4} = 0.18 \approx 20\%$$

RFU=210 mm, D'où:

$$Dp = 210 * 0.20 = 42 \text{ mm}$$

Fréquence et intervalle des arrosages (Fr)

$$Tr = Dp / Bjc \quad (VI. 3)$$

$$Tr = 42 / 3.05 = 13.77 \text{ j}$$

On prend $Tr = 14$ jours

La dose réelle

$$Dr = Bjc * Tr$$

$$Dr = 3.05 * 14 = 42.7 \text{ mm}$$

La dose brute réelle

$$Dbr = Dr / (Eff * Cu) \quad (VI.4)$$

Eff : efficience du réseau d'irrigation Eff=90%

Cu : coefficient d'uniformité Cu=90%

$$Dbr = 52.7 \text{ mm}$$

Durée de fonctionnement par arrosage

$$\theta = \frac{Dbr * Sd * Sr}{n * qg} \quad (VI.5)$$

- Sa : L'espace des distributeurs sur le même arbre ;
- Sr : L'écartement entre les rampes.
- qg: Débit du distributeur en l/h.
- n : nbre de goutteurs sur même arbre.

$$\theta = 15 \text{ heures/arrosage}$$

Nombre d'arbre par hectare :

$$Nbr \text{ d'arbre} = \frac{1 \text{ ha}}{Ea * Er} \quad (VI.6)$$

$$Nbr \text{ d'arbre} = \frac{10000}{4 * 4} = 625 \text{ arbre/ha}$$

Nombre d'arbre par rampe :

$$Na.r = \frac{Lr}{Ea} \quad (VI.7)$$

$$Na.r = \frac{200}{4} = 50 \text{ arbres/rampe}$$

Nombre des goutteurs par rampe :

$$Ng = Na.r * 2 \quad (VI.8)$$

$$Ng = 50 * 2 = 100 \text{ gtt/rampe}$$

Débit de la rampe :

$$Qr = Ng * qg \quad (VI.9)$$

$$Qr = 100 * 4 = 400 \text{ l/h}$$

Nombre de rampes :

$$Nr = \frac{Lpr}{Er} \quad (VI.10)$$

$$Nr = \frac{200}{4} = 50 \text{ rampes}$$

Débit de la porte rampe :

$$Qpr = Nr * Qr \quad (VI.11)$$

$$Qpr = 50 * 400 = 2000 \text{ l/h}$$

Calcul hydraulique

La variation maximale du débit entre goutteur doit être inférieure à 10% selon la règle de Christiansen : $\Delta q/q = 10\%$

La variation maximale de la pression :

$$\Delta q/q (g) = \Delta H/H(n) \quad (\text{VI. 12})$$

Avec :

$q(g)$: débit nominal du goutteur

$H(n)$ la pression nominale

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

Perte de charge singulière : $p.c.s = 10\% * \Delta H = 0.2 \text{ m}$

Perte de charge linéaire : $p.c.l = \Delta H - p.c.s = 1.8 \text{ m}$

1/3 sur les porte- rampes $P.d.c (pr) = 0,6 \text{ m c e}$

2/3 sur les rampes $P.d.c (r) = 1,2 \text{ m c e}$

Dimensionnement des canalisations du réseau

Pour l'objectif déterminer les dimensions des rampes et porte rampe, il est suggéré que les rampes soient fabriquées en PEBD ou PEHD.

➤ Les rampes : La plupart des installations utilisent toujours du PEBD (polyéthylène basse densité), à l'exception de quelques installations où l'on a employé du PVC rigide de petit diamètre.

➤ Porte rampes : Il s'agit de la canalisation qui alimente les rampes d'un côté ou des deux. Ils peuvent être fabriqués à partir de polyéthylène moyenne densité (PE) ou de chlorure de polyvinyle épais (PVC).

Le diamètre des rampes et des portes rampes est déterminé en utilisant les formules :

$$\varnothing_r (\text{cal}) = \left[\frac{Pdc * 2.75}{0.478 * Qr^{1.75} * Lr} \right]^{-1/4.75} \quad (\text{VI. 13})$$

Avec

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

On trouve : $\varnothing_r (\text{cal}) = 18.8 \text{ mm}$ $\varnothing_{pr} (\text{cal}) = 90.3 \text{ mm}$

On prend les diamètres normalisés : $DNr = 25 \text{ mm}$ $DNpr = 125 \text{ mm}$.

Vérification des pertes de charges

D'après la formule de Hazen-Williams :

$$\Delta H_{\text{rampe}} = 0,76 \text{ m} < 1.2 \text{ m (vérifiée)}.$$

Pour la porte rampe :

$$\Delta H_{\text{porte rampe}} = 0.438 \text{ m} < 0.6 \text{ m (vérifiée)}$$

Par conséquent, les pertes de charges sur les rampes et les porte-rampes sont :

$$\Delta H_{\text{(rampe+porte rampe)}} = 1,20\text{m} < 1.8\text{m (vérifiée)}.$$

Vérification de pression

$$P(m) = (1.20) * 1.1 + 10 = 11,2\text{m} \Rightarrow P = 1.13 \text{ bar}.$$

Il est évident que la pression calculée requise est de 1,13 bar, ce qui est adéquat pour lancer le système d'irrigation goutte à goutte au niveau de la borne précisée.

VI.2. Dimensionnement du réseau d'aspersion

Le choix de l'ilot à irriguer en asperseurs porte sur l'ilot N°15 qui est de 13.5 ha, qui est alimenté par la Borne N°15 qui fournit une pression de 3.21 bars.

Données générales :

Culture : Luzerne

Besoin de pointe : 137.8 mm (Juillet)

Le diamètre de l'ajutage :

La perméabilité du sol $K = 10 \text{ mm/h}$.

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

$$P = 1.5 * d / 1.04 \quad (\text{VI. 14})$$

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

$$D'où : \quad d = 1.04 * p / 1.5$$

D'après la fiche technique de l'asperseur, le diamètre de la buse normalisé le plus proche est de **7 mm**.

La portée de jet :

La portée de jet se calcul par l'équation suivante :

$$L = 3 \times d^{0.5} \times h^{0.25} \quad (\text{VI. 15})$$

$$L = 3 \times 7^{0.5} \times 30^{0.25} = 18.5 \text{ m}$$

Ecartement entre rampes et arroseurs

Les normes américaines recommandent l'écartement maximum suivant :

- Les lignes d'arrosages : $1.3 \text{ à } 1.02 * L$.
- Les arroseurs sur la rampe : $0.8 \text{ à } 0.5 * L$.

Les valeurs maximales correspondent à des conditions de vent peu violent ($< 10 \text{ Km/h}$).

Les valeurs minimales correspondent à des conditions de vitesse de vent assez dures ($> 15 \text{ Km/h}$).

Donc on prend des valeurs maximales :

- $E_l = 1.3 \times 18.57 = 24.14 \text{ m}$
- $E_a = 0.8 \times 18.57 = 14.85 \text{ m}$

Donc on prend : $E_l = 24 \text{ m}$ et $E_a = 24 \text{ m}$

Débit d'asperseur

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

$$q = 0.95 * \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) * \sqrt{2gh} \quad (\text{VI. 16})$$

$$\begin{aligned} \text{D'où : } q &= 0.95 \times (\pi \times (7 \times 10^{-3})^2 / 4) \times \sqrt{(2 \times 9.81 \times 30)} \Rightarrow q = 0.00089 \text{ m}^3/\text{s} \\ q &= 0.00089 \times 3600 \Rightarrow q = 3.19 \text{ m}^3/\text{h} \end{aligned}$$

Vérification de la pluviométrie de la buse :

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

$$\begin{aligned} P &= \frac{q}{EL * Ea} \quad (\text{VI. 17}) \\ P &= \frac{3.19 * 10^3}{24 * 24} = 5.54 \text{ mm/h} \end{aligned}$$

Donc le diamètre de la buse assurera une pluviométrie $P \leq k = 10 \text{ mm/h}$.

Temps d'arrosage

$$\begin{aligned} T &= D/p \quad (\text{VI. 18}) \\ T &= \frac{40}{5.54} = 7.22 \text{ h} \approx 7 \text{ heures} \end{aligned}$$

Nombre de poste

Le nombre de poste nécessaire pour l'arrosage complet de la parcelle en 6 jours.

$$T_a = 40.28 / 190 = 6j$$

$$\text{Et : } N = 6 \times n$$

Tel que :

- n : le nombre de position d'arrosage d'une journée.
- N : le nombre de poste d'arrosage.

On fait varier (n) par degré croissant et on calcul (N).

La surface théorique du poste :

La surface théorique de chaque position est calculée par :

$$S_{th} = S/N \quad (\text{VI. 19})$$

Où S est la surface de la parcelle considérée en hectares.

La durée d'arrosage d'un poste :

La durée théorique d'un poste est calcul par :

$$T = t/n \quad (\text{VI. 20})$$

Où t est la durée maximale journalière d'irrigation, pour notre cas, on prend $t = 22$ h

La pluviométrie :

La pluviométrie théorique d'arrosage est calculée par :

$$P = D/Ta \quad (\text{VI. 21})$$

On prend $n = 3$ qui donnera une pluviométrie inférieure à 10 mm/h.

Donc, le nombre de poste nécessaire pour l'arrosage complet est de 18 postes. Donc, la surface de poste sera : $S_{th} = 135000/18 = 7500 \text{ m}^2 = (150\text{m} \times 50\text{m})$

Rampes et porte-rampes

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Tableau récapitulatif des dimensions de canalisation

Paramètre	Rampe	Porte rampe	Conduite d'approche
Longueur (m)	50	288	25
Diamètre (mm)	75	100	200
Débit (l/s)	6.77	12.46	20.07
Vitesse (m/s)	1.5	1.59	0.64
Perte de charge (m)	0.82	0.012	1.02

Vérification de la pression

$$P(m) = (0.82 + 0.012 + 1.02) * 1.1 + 30 = 32m \Rightarrow P = 3.2 \text{ bar}.$$

Il est évident que la pression calculée requise est de 3.2 bar, ce qui est adéquat pour lancer le système d'irrigation d'aspersion au niveau de la borne précisée.

Conclusion

Le présent chapitre se concentre sur le dimensionnement de réseau d'irrigation au niveau de la parcelle par le système goutte à goutte et le système d'aspersion, afin d'équilibrer entre l'économie et le bon apport d'eau aux cultures et de garantir l'efficacité.

Calcul technico-économique

CHAPITRE VII : Calcul technico-économique

Introduction

Il devient primordial dans la mise en œuvre d'un projet hydraulique que l'opération financière qui le matérialise soit précise pour éviter une exécution mauvaise et un pilotage technico-économique insatisfaisant. Le coût d'un projet est déterminé bien avant son démarrage et dépend en tout état de cause de l'estimation de son délai de réalisation. Ce chapitre sera uniquement consacré à l'évaluation précisée de l'ensemble des travaux à réaliser.

VII.1. Calcul des volumes des travaux

Exécution des tranchées :

Cette demande de terrassement dépendra des propriétés respectives de chaque parcelle de sol, sur la totalité du cheminement du réseau à réaliser mécaniquement au moyen d'une pelle hydraulique. Pour les tranchées, la profondeur minimum sera de 1 mètre, la largeur devra permettre le travail d'un homme et sera donc proportionnelle au diamètre des tuyaux à poser. Les tranchées sont excavées par tronçons.

Pose du lit de sable :

Le lit de sable assure une répartition uniforme des charges, évitant les appuis linéaires ou ponctuels. Avant la pose des conduites, il est essentiel de :

- Éliminer les grosses pierres.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Niveler soigneusement le fond de la tranchée.
- Déposer un lit de sable de 20 cm d'épaisseur.

Pose des conduites :

Avant de placer les conduites dans la tranchée, une sélection rigoureuse est effectuée pour éliminer celles endommagées par des chocs. Ensuite, les conduites sont délicatement abaissées dans la tranchée à l'aide d'un équipement de levage.

Remblayage des tranchées :

Le remblayage consiste à recouvrir les conduites avec les matériaux excavés, en compactant soigneusement chaque couche pour prévenir tout affaissement futur.

Nivellement et compactage :

Le nivellement se définit comme une opération de terrassement, qui a pour objet d'aplanir et d'uniformiser une surface de sol. En effet, il est indispensable de préparer un sol stable et plat pour des travaux de construction ou d'infrastructure. Le nivellement permet d'éliminer les irrégularités du terrain, à savoir le déplacement de la terre des secteurs les plus élevés vers les plus déprimés. Le nivellement est une opération incontournable pour garantir la pérennité des constructions et pour permettre l'écoulement des eaux de pluie.

Calcul des volumes

♦ Largeur du fond de la tranchée :

La largeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite et est calculée en ajoutant un espacement de 30 cm de chaque côté de la conduite. La largeur d'ouverture de la tranchée peut être déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$B = d + 0.6 \text{ (m)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

♦ Profondeur de la tranchée :

Il est nécessaire d'ajuster la profondeur de la conduite afin de garantir la réalisation adéquate des raccordements spécifiques et d'éviter toute interférence avec les autres conduites.

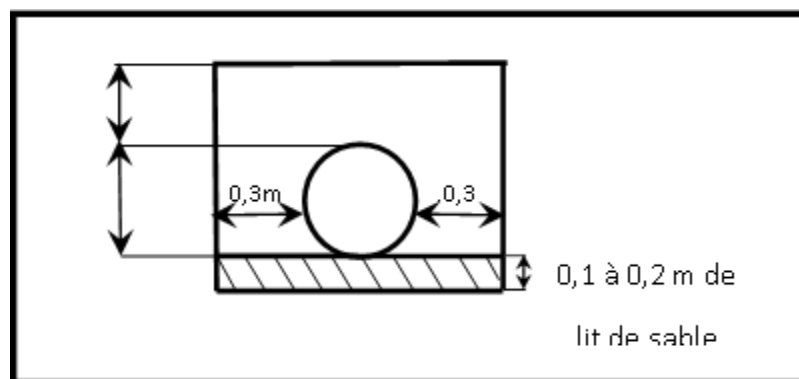


Figure VII.1: Schéma d'une tranchée.

- ♦ La profondeur de la tranchée :

$$Htr = e + d + h \text{ (m)} \quad \text{(VII.1)}$$

Avec :

Htr : Profondeur de la tranchée (m)

e : hauteur du lit de pose (m)

d : diamètre de la conduite (m)

- ♦ Les sections des tranchées :

$$Str = B \times Htr \quad \text{(VII.2)}$$

Htr : Profondeur total de la tranchée (m)

B : Largeur du fond de la tranchée (m)

- ♦ Volume à excaver (déblai) :

Le volume d'excavation est :

$$Vd = Str \times L = (B \times Htr) \times L \quad \text{(VII.3)}$$

Vd: Volume du déblai (m3)

Str: La section de la tranchée (m2).

L : Longueur de la tranchée (m).

B : Largeur de la tranchée (m).

Htr : La hauteur de la tranchée (m).

- ♦ Volume occupe par les conduites :

$$Vcond = \frac{\pi * D^2}{4} * L \quad \text{(VII.4)}$$

V : Volume du déblai (m3)

D: Diamètre extérieur de la conduite(m)

L : Longueur de la tranchée (m).

- ♦ Volume du lite de sable :

Il est calculé comme suivant :

$$Vsable = hsable \times L \times b \quad \text{(VII.5)}$$

L : Longueur de la tranchée (m).

B : Largeur de la tranchée (m).

hsable : Profondeur de la couche végétale (0.1m).

- ♦ Volume de remblais : Le volume de remblais sera égale à :

$$Vrem = Vdeb - Vcond \quad \text{(VII.6)}$$

- ♦ Volume du remblai d'excédentaire :

$$Vexc = Vf - Vremb \quad \text{(VII.5)}$$

Vexc : Volume du sol excédentaire (m3).

Vf: Volume du sol foisonné (m3).

V : Volume du remblai (m3) Avec $Vf = Vdebl * kf$

kf : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sole (kf=1.1).

Tableau VII.1. Calcul des volumes

D (mm)	B(m)	H(m)	L(m)	Vdebl	V cond	Vsable	V remb	Vf	Vexc
400	1,2	1,45	935,4	224,7906	36,509094	18,60336	169,678146	247,26966	77,591514
350	1,1	1,35	554,53	823,47705	108,826513	73,19796	641,4525775	905,824755	264,372178
315	1	1,25	1254,94	1568,675	157,620464	150,5928	1260,461736	1725,5425	465,080764
280	0,915	1,165	840,18	895,610876	65,4429855	92,251764	737,916126	985,171963	247,255837
200	0,85	1,1	838,63	784,11905	41,1452844	85,54026	657,4335056	862,530955	205,097449
160	0,76	1,01	1310,2	1735,70952	26,3297792	119,49024	859,8895008	1106,28047	246,390971
140	0,67	0,95	310,1	295,2052	108,826513	73,19796	641,4525775	905,824755	264,372178
110	0,58	0,93	710,2	555,6095	157,620464	150,5928	1260,461736	1725,5425	465,080764
90	0,49	0,90	280,21	210,302	65,4429855	92,251764	737,916126	985,171963	247,255837
63	0,39	0,87,	180,32	150,93	41,1452844	85,54026	657,4335056	862,530955	205,097449
Somme			4927,67	5302,3821	435,87412	539,676384	4326,83159	5832,62031	1404,5771

Estimation du cout des travaux du réseau d'adduction :**Tableau VII.2.** Cout des travaux du réseau d'adduction

Conduites	Type de conduite	Unités de mesure	Quantité (m)	Prix unitaire (DA/m)	Montant (DA)
Ø63	PEHD	ml	180,32	220	65213
Ø90	PEHD	ml	280,21	360	321345
Ø110	PEHD	ml	710,2	550	430852
Ø140	PEHD	ml	310,1	950	560925
Ø160	PEHD	ml	1310,2	1260	1650852
Ø200	PEHD	ml	838,63	3050	2557821,5
Ø280	PEHD	ml	840,18	4850	4074873
Ø315	PEHD	ml	1254,94	7500	9412050
Ø350	FONTE	ml	554,53	13521,23	6598907
Ø400	FONTE	ml	129,19	14910,06	1881006,4
Total (HT)					25165209,8
Total (TTC)					30138556,7

Tableau VII.3. Cout des travaux de terrassement

Type des travaux	unité	prix unitaire da	Quantité	prix des Traveaux
déblai	M3	300	5302,38	1590714
P. sable	M3	3000	539,67	1619010
remblais	M3	310	4326,83	1341317,3
excédentaire	M3	230	1505,78	346329,4
Total HT				4897370,7
TVA 19%				930500,41
TOTAL TTC				5827871,11

Estimation de cout des accessoires d'irrigation :**Tableau VII.4.** Cout des accessoires d'irrigation

Les bornes	Prix unitaire da	Quantité	prix des Trav
A4	85000	4	765 000.00
A2	52000	12	104000.00
Coudes	7000	4	28000.00
Vannes	14500	5	72500.00
Te	9800	1	68600.00
Bouchons	85000	3	102000.00
Totat HT			1 140100
TVA 19%			216619
TOTAL TTC			1 356 719

VII.1. Devis estimatif total**Tableau VII.5.** Devis estimatif total

Travaux	Montant (DA)
Canalisation du réseau.	30138556,7
Conduites du réseau.	5 827 871,11
Irrigation (gtt+asp)	110 000 000
accessoires d'irrigation.	1 356 719
Système de pompage	6 616 400
Bassin de stockage	15 680 000
Total HT	9072333,1
TVA (19%)	17238193,28
Montant TTC	107 965 526,38

Le montant du projet est cent sept millions neuf cent soixante-cinq mille cinq cent vingt-six dinars et trente-huit centimes (**107 965 526,38 DA**)

Conclusion

Il est essentiel d'organiser le chantier pour implanter le réseau d'irrigation afin de rationaliser les coûts, l'efficacité énergétique et le temps d'action, et pour faire croître la production. Au cours de ce chapitre, on a présenté une estimation des coûts relatifs à la mise en œuvre de l'opération, qui nous a donné l'occasion de produire une nomenclature estimative des travaux et du coût des matériels.

Le coût total du projet d'irrigation du périmètre de Sahel Algérois Ouest (secteur III) est de **107 965 526,38 DA**.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

En conclusion, cette étude nous a permis de dimensionner avec précision le réseau d'irrigation tout en intégrant un ensemble de paramètres liés à la climatologie, aux caractéristiques pédologiques ainsi qu'à la qualité de l'eau disponible. La région étudiée se caractérise par un climat sub-humide, ce qui implique une certaine variabilité dans les précipitations et nécessite une gestion rigoureuse de l'apport en eau afin de répondre convenablement aux besoins hydriques des cultures. L'analyse pédologique a montré que les sols sont majoritairement de texture limono-argileuse, une texture qui présente une capacité de rétention d'eau relativement élevée, mais qui peut également poser des contraintes liées au drainage, en particulier dans les conditions d'une salinité légèrement élevée observée dans la zone. Par ailleurs, l'évaluation de la ressource en eau a révélé que l'eau du barrage, bien que saline, reste dans les normes acceptables grâce à une faible teneur en sodium, ce qui la rend exploitable pour l'irrigation du périmètre agricole sans risques majeurs de dégradation des sols à court terme.

Sur le plan technique, le choix s'est porté sur deux méthodes d'irrigation : l'aspersion et le goutte-à-goutte. Ces techniques ont été retenues pour leur compatibilité avec les cultures arrosées, leur efficacité et leur capacité à assurer une répartition homogène de l'eau tout en limitant les pertes par évaporation et infiltration profonde. L'aspersion permet de couvrir efficacement de grandes superficies et convient à certaines cultures, tandis que le goutte-à-goutte se distingue par sa grande efficacité et sa précision dans l'apport en eau, particulièrement adaptée aux cultures à forte valeur ajoutée et aux sols sensibles à la salinité. Enfin, l'aspect économique a également été pris en considération. En effet, le dimensionnement proposé contribue à réduire les coûts d'investissement et d'exploitation en optimisant l'utilisation de l'eau et de l'énergie, tout en assurant la durabilité et la rentabilité du projet. Ainsi, cette étude ne se limite pas uniquement à une approche technique, mais s'inscrit également dans une logique de gestion rationnelle et durable des ressources.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] CLEMENT, R.GALAND, pour la planification et la gestion des systèmes d'irrigation. Irrigation par aspersion et réseau collectifs de Distribution sous pression.
- [2] RIEUL, L. (1997) Techniques d'irrigation de l'avenir et leur coût. In : D u pu y B. (ed.). Aspects économiques de la gestion de l'eau dans le bassin méditerranéen. Bari : CIHEAM, (Options Méditerranéennes : Série A. Séminaires Méditerranéens; n. 31). P 233-251
- [3] AZOUGGAGH, M. (2001) Bulletin mensuel d'information et de liaison de pnnta (transfert de technologie en agriculture) : N81/juin. Rabat. P 6.
- [4] TIERCELIN, J.R. (2006) Traité d'irrigation .P 1266.
- [5] Touaibia, B. (2004) Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. P 71-72.
- [6] Morin, N. (2011) Agronome, Maîtrise en science du gazon LA QUALITÉ DE L'EAU D'IRRIGATION : UN FACTEUR À NE PAS NÉGLIGER.P4
- [7] De Coninck, L. (2011) Comment optimiser l'organisation et le suivi de chantier dans une entreprise ayant un rayon d'action étendu ? Par Jérôme HEINRY AGROCAMPUS OUEST. P 55.

ANNEXE I : Caractéristiques hydriques de sol

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

ANNEXE II : Prix unitaires des conduites en PEHD

UNITE TUBE

GAMME DE PRIX

TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)

Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06

Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
	Ø20	-			PE80
13003	Ø25	-	36,28	42,45	PE80
13006	Ø32	-	48,35	56,57	PE80
13009	Ø40	2.0	64,6	75,58	PE80
13012	Ø50	2.4	98,25	114,95	PE80
13015	Ø63	3.0	150,25	187,49	PE80
13018	Ø75	3.6	225,21	263,49	PE80
13022	Ø90	4.3	298,03	348,35	PE80
13025	Ø110	4.0	357,86	418,70	PE80
13040	Ø125	-	473,08	553,50	PE100
13030	Ø160	5.8	770,85	901,89	PE100
13044	Ø200	7.2	1 163,39	1 361,17	PE100
13056	Ø250	9.1	1 850,00	2 281,5	PE100
13042	Ø315	11.4	3 080,00	3 593,6	PE100
13039	Ø400	14.5	6 134,24	6 907,08	PE100
13061	Ø500	19.1	8 938,13	9 117,61	PE100
13052	Ø630	24.1	12 682,50	14 838,53	PE100

TUBES PEHD : PN 10

Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
P3513000	Ø20	-	29,07	34,01	PE80
P3513004	Ø25	2.5	36,28	44,79	PE80
P3513007	Ø32	2.5	55,48	64,91	PE80
P3513010	Ø40	3.0	84,10	98,40	PE80
P3513013	Ø50	3.7	136,28	158,25	PE80
P3513016	Ø63	4.7	209,89	245,34	PE80
P3513019	Ø75	5.6	300,60	351,59	PE80
P3513023	Ø90	5.4	359,09	420,14	PE100
P3513026	Ø110	6.6	540,50	632,39	PE100
P3513028	Ø125	7.4	680,13	772,35	PE100
P3513031	Ø160	9.5	1 142,25	1 336,43	PE100
P3513033	Ø200	11.9	1 650,84	1 931,48	PE100
P3513035	Ø250	14.8	2 595,00	3 036,15	PE100
P3513041	Ø315	18.7	4 093,57	4 789,47	PE100
P3513038	Ø400	23.7	6 888,74	7 837,53	PE100
P3513049	Ø500	29.7	10 152,51	11 878,44	PE100
P3513048	Ø630	37.4	15 738,78	18 414,35	PE100

TUBES PEHD : PN 16

Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
001	Ø20	2.3	32,18	37,88	PE80
003	Ø25	2.8	50,85	59,48	PE80
006	Ø32	3.6	78,51	91,86	PE80
011	Ø40	4.5	120,95	141,51	PE80
014	Ø50	5.6	188,28	220,29	PE80
017	Ø63	7.1	297,95	348,60	PE80
020	Ø75	8.4	407,8	477,13	PE80
024	Ø90	8.2	510,71	597,53	PE100
027	Ø110	10.0	757,19	885,91	PE100
029	Ø125	11.4	957,80	1 132,44	PE100
032	Ø160	14.6	1 850,00	1 825,20	PE100
034	Ø200	18.2	2 472,00	2 892,24	PE100
036	Ø250	22.7	3 815,00	4 463,66	PE100
039	Ø315	28.6	8 850,00	8 844,50	PE100
041	Ø400	36.3	9 320,00	10 904,40	PE100
043	Ø500	45.4	14 911,00	17 445,87	PE100
045	Ø630	57.2	23 123,50	27 054,50	PE100

TUBES PEHD : PN 20

Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
P3513101	Ø20	2.3	38,01	44,47	PE100
P3513102	Ø25	3.0	53,29	62,35	PE100
P3513103	Ø32	3.6	82,22	96,20	PE100
P3513104	Ø40	4.5	128,15	149,94	PE100
P3513105	Ø50	5.6	200,7	234,82	PE100
P3513106	Ø63	7.1	338,73	395,31	PE100
P3513107	Ø75	8.4	447,35	523,40	PE100
P3513108	Ø90	10.1	627,09	733,70	PE100
P3513109	Ø110	12.3	848,86	1 110,17	PE100
P3513110	Ø125	14.0	1 202,75	1 407,22	PE100
P3513111	Ø160	17.9	1 947,69	2 278,68	PE100
P3513112	Ø200	22.4	3 121,70	3 652,39	PE100
P3513113	Ø250	27.9	4 848,33	5 670,21	PE100
P3513114	Ø315	35.2	7 588,88	8 875,48	PE100
P3513115	Ø400	44.7	12 410,03	14 168,74	PE100
P3513034	Ø500	55.8	19 063,81	22 304,66	PE100
	Ø630	-	-	-	PE100

Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Conduites (Rocaux) de 100 ML.
Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ML.
Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 06 ML.

SARL K-PLAST
Transformation de Plastique