



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME :

**Etude d'aménagement hydro-agricole du périmètre Teleghma
secteur sud (w. Mila)**

Présenté par :

GHERSA Mohamed Fares

Devant les membres du jury

Nom et Prénom	Grade	Qualité
AZIB Makhlof	MCA	Président
BENKACI ALI Tarek	MCB	Examineur
MAZOUZI Sabra	MAA	Examineur
BOUZIANE Omar	MAA	Examineur
MEDJDOUB Sonia	MAA	Promoteur

Session Septembre 2019

Dédicaces

J'ai l'immense plaisir de dédier ce modeste travail à l'intention de :

Mes parents, pour tous les efforts et le temps qu'ils ont consacré pour m'aider, me soutenir et m'encourager dès le jour où j'ai ouvert l'œil. Pour leur veille pour prier pour mon bien être et mon succès. Aucune dédicace ne saurait suffisante pour leur rendre ne serait-ce qu'une partie de leur faveur.

Mon frère et ma sœur d'être toujours présents à mes côtés, et pour le bonheur et la joie qui m'ont donné, et la tendresse et qu'ils m'ont affecté.

Mes meilleurs amis pour les conseils qu'ils m'ont accordés et les bons moments qu'on a passé ensemble.

Remerciement

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات

Je commence tout d'abord par remercier Allah, le tout puissant, clément et miséricordieux, qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour entamer et accomplir ce modeste travail.

Je remercie également ma famille, notamment mes parents pour les sacrifices qui ont permis que je puisse d'arriver jusque-là.

Je tiens à remercier ma promotrice Mme. Sonia MEDJDOUB pour ses conseils, sa motivation et sa disponibilité durant toute la période de stage.

Je remercie également tous les enseignants de l'ENSH, qui ont assuré ma formation avec une pédagogie et patience, ainsi que l'administration de l'école, le département d'Irrigation & Drainage, les responsables de la bibliothèque pour l'aide qu'ils m'ont apporté.

Sans oublier de remercier les membres de l'honorable jury pour l'intérêt qu'ils ont porté pour présider et examiner ce modeste travail.

A tous ceux et aux autres qui ont aidé dans l'élaboration de ce travail de près ou de loin je dis du fond de mon cœur.

« Merci »

ملخص

عملنا يتمحور حول إجراء دراسة عامة حول محيط السقي الواقع في سهل تلاغمة (القطاع الجنوبي) في ولاية ميلة والذي يمتد على مساحة مجهزة قدرها 358.4 هكتارا، وسوف تشمل دراستنا جميع المعطيات اللازمة لتحقيق أفضل تصميم لمشروع السقي، ابتداء من أبعاد شبكات نقل المياه وتوزيعها الى الاختيار المناسب لتقنيات السقي التي ستضمن محصولا جيدا، مع الحفاظ على الموارد المائية وجودة التربة.

في دراستنا ناقشنا المرحلة الأكثر أهمية في مشروع السقي وهي تحديد الاحتياجات المائية للمحاصيل المختلفة من خلال اعتماد أفضل تقنيات الحساب مع مراعاة ملوحة مياه السقي الخاصة بنا للحفاظ على خصوبة التربة.

كلمات مفتاحية: السقي، تلاغمة، الاحتياجات المائية للمحاصيل، ملوحة المياه

Résumé

Notre travail consiste à faire une étude générale sur le périmètre d'irrigation situé sur la plaine de Teleghma (secteur sud) dans la wilaya de Mila qui s'étend sur une surface équipée de 358,4 hectares, notre étude englobera tous les paramètres nécessaires pour aboutir à la meilleur conception d'un projet d'irrigation, du dimensionnement des réseaux d'adduction et de distribution au choix adéquat des techniques d'irrigation qui assurera un bon rendement, tout en préservant les ressources hydriques et la qualité des sols.

Nous avons abordé dans notre étude la phase la plus importante d'un projet d'irrigation qui s'agit de la détermination des besoins en eau des différentes cultures en adoptant les meilleurs techniques de calcul et en tenant compte de la salinité de notre eau d'irrigation pour maintenir la fertilité des sols.

Mots clés : Irrigation, Teleghma, besoins en eau des cultures, dimensionnement, salinité.

Abstract

Our dissertation revolves around making a general study about the irrigation perimeter located in the plain of Teleghma (southern sector) in the wilaya of Mila, which extends on an equipped surface of 358.4 hectares. Our study will include all the necessary parameters to achieve the best design of an irrigation project, from the dimensioning of the water supply and distribution networks to the appropriate choice of irrigation techniques that will ensure a good yield, while preserving water resources and soil quality. In our study, we have discussed the most important phase of an irrigation project, which is the determination of the water needs of different crops by adopting the best calculation techniques and taking into account the salinity of our irrigation water to maintain soil fertility.

Key words: Irrigation, Teleghma, dimensioning, water needs salinity.

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude.....	3
<i>Introduction</i>	4
<i>I.1 Situation du périmètre d'irrigation</i>	4
I.1.1 Situation géographique.....	4
I.1.2 Limites administratives de la commune de Teleghma	6
I.1.3 Réseau hydrographique	7
I.1.4 Géologie.....	8
<i>I.2 Analyse des conditions naturelles</i>	10
I.2.1 Situation climatique.....	10
I.2.1.1. Les précipitations.....	10
I.2.1.2. Humidité relative	10
I.2.1.3. Température de l'air	11
I.2.1.4. Evaporation	12
I.2.1.5. Les vents	12
I.2.1.6. Sirocco	12
I.2.1.7. Gelée blanche	13
I.2.1.8. La neige	13
I.2.1.9. Ensoleillement	13
I.2.2 Classification du climat.....	14
I.2.2.1. Indice d'aridité.....	14
I.2.2.2. Quotient pluviométrique d'EMBERGER.....	14
I.2.2.3. Diagramme Ombrothermique de Gaussen et Bagnouls	16
<i>Conclusion</i>	17
Chapitre 2 : Ressources en eau et en sol.....	18
<i>Introduction</i>	19
<i>II.1 Ressources en sol</i>	19
II.1.1 Etude pédologique	19
II.1.1.1. Classification des sols de la région	19
II.1.1.2. Caractéristiques des sols.....	21
II.1.2 Aptitudes culturales	21
<i>II.2 Ressources en eaux</i>	24
II.2.1 Localisation et caractéristiques du barrage de Beni Haroun (BBH)	24
II.2.2 Analyse de l'eau d'irrigation de notre périmètre.....	26
II.2.2.1. Localisation et caractéristiques de la retenue intermédiaire El-Athmania	26
II.2.2.2. Caractéristiques chimiques de l'eau du Barrage.....	26
II.2.2.3. Estimation des paramètres de la qualité d'eau :	27
<i>Conclusion</i>	30
Chapitre 3 : Etude hydrologique et calcul des besoins en eau des cultures.....	31
<i>Introduction</i>	32
<i>III.1 Etude hydrologique</i>	32
III.1.1 Choix de la station pluviométrique	32
III.1.2 Série de précipitation moyenne mensuelle	32

III.1.3 Test d'homogénéité des données pluviométriques.....	34
III.1.4 Ajustement statistique de la série pluviométrique.....	37
III.1.4.1. Ajustement de la série à la loi de Laplace-Gauss (Normale)	37
III.1.4.2. Ajustement de la série à la loi de Galton (Log-Normale) :	38
III.1.5 Test d'adéquation de l'ajustement	40
III.1.6 Critères de choix d'une loi.....	42
III.2 Calcul des besoins en eau des cultures.....	42
III.2.1 Détermination de l'année de calcul ⁵	42
III.2.2 Calcul de l'évapotranspiration de référence (ET ₀)	42
III.2.4 Calcul de la pluie efficace	44
III.2.5 Calcul du bilan hydrique.....	45
III.2.6 Estimation de la réserve en eau du sol.....	45
III.2.7 Le différentes cultures proposés et leurs cycles végétatifs	46
III.2.8 Résultats de calcul des besoins	46
III.2.9 Besoins totaux	49
III.2.10 Calcul des débits fictif continu	49
III.2.13 Calcul de la fraction de lessivage	51
III.2.14 Calcul du volume total :.....	51
Conclusion :	51
Chapitre 4 : Dimensionnement de l'adduction et distribution	52
Introduction	53
IV.1 Organisation du périmètre.....	53
IV.2 Bornes d'irrigation	53
IV.2.1 Positionnement des bornes	53
IV.2.2 Rôle de la borne	54
IV.2.3 Débit de borne.....	54
IV.2.4 Types de borne	54
IV.2.5 Résultats de calcul	54
IV.3 Dimensionnement du système d'adduction et de distribution	57
IV.3.1 Une vue globale sur notre système d'adduction	57
IV.3.2 Calculs hydrauliques du système d'adduction et de distribution gravitaire	58
IV.4 Ouvrages et équipements hydromécaniques des conduites principales.....	66
IV.4.1 Regards pour vanne	66
IV.4.2 Regards pour vanne de sectionnement.....	66
IV.4.3 Regards des ventouses.....	66
IV.4.4 Regards des vidanges.....	67
IV.5 Les brise-vents.....	67
IV.6 Choix des modes d'irrigation	68
Conclusion.....	68
Chapitre 5 : Dimensionnement de l'irrigation au goutte-à-goutte et par aspersion.....	69
Introduction	70
V.1 Généralités.....	70
V.1.1 Irrigation gravitaire.....	70
V.1.1.1. Définition	70
V.1.1.2 Les avantages et les inconvénients de l'irrigation par gravité	71
V.1.2 Irrigation par aspersion.....	71

V.1.2.1. Définition	71
V.1.2.2 Les avantages et les inconvénients de l'irrigation par aspersion	72
V.1.3 Irrigation localisée	72
V.1.3.1. Définition	72
V.1.3.2. Les avantages et les inconvénients de l'irrigation par aspersion	73
V.1.4 Choix de la technique d'arrosage	74
V.2 Calcul du réseau d'irrigation localisé	74
V.2.1 Pour une parcelle de 5,44 ha occupée par les abricotiers	75
V.2.1.1 Détermination des besoins d'irrigation	75
V.2.1.2. Calcul hydraulique	77
V.2.1.3. Dimensionnement des canalisations du réseau	78
V.2.2 Pour une parcelle occupée par les pommiers ou poiriers	83
V.3 Calcul du réseau d'irrigation par aspersion pour une parcelle de 1,87 ha occupée par la pomme de terre	83
V.3.1 Détermination des besoins d'irrigation	84
V.3.2. Dimensionnement des canalisations	88
V.3.3 Calcul de la pression en tête du réseau	91
Conclusion	91
Chapitre 6 : Gestion de projet	92
Introduction	93
VI.1 Généralités	93
VI.1.1 Définition	93
VI.1.2 Rôles et responsabilité des intervenants de chantier	93
VI.1.3 Les moyens de chantier	93
VI.1.3.1. Les moyens humains	93
VI.1.3.2. Les moyens matériels	94
VI.2 Planification	97
VI.2.1 Définition	97
VI.2.2 Techniques de la planification	97
VI.2.2.1. Méthodes basées sur le réseau	97
VI.2.2.2. Méthodes basées sur le graphique	101
VI.3 Devis estimatif du projet	102
VI.3.1 Calcul des volumes des travaux de l'adduction et distribution	102
VI.3.1.1. Calcul du volume de terrassement	102
VI.3.1.2. Calcul du volume de déblai	102
VI.3.1.3. Calcul du volume de lit de sable	104
VI.3.1.3. Calcul du volume de remblai	105
VI.3.2 Estimation du cout de pose de conduites d'adduction et distribution	107
VI.3.3 Estimation du cout du réseau d'adduction et de distribution	107
VI.3.3 Devis estimatif total	108
Conclusion	108
CONCLISUION GENERALE	109
Références bibliographiques	111
Annexes	112

Liste des tableaux

Tableau I. 1. Pluies moyennes mensuelles à la station de Constantine	10
Tableau I. 2. Humidité moyenne mensuelle à la station de Constantine	10
Tableau I. 3. Répartition mensuelle des températures (Tmax et Tmin) à la station de Constantine ...	11
Tableau I. 4. Evaporation mensuelle et annuelle à la station du barrage d'Oued Athmania	12
Tableau I. 5. Vitesse de vent enregistré à la station de Constantine	12
Tableau I. 6. Nombre moyen mensuel des jours du sirocco à la station de Constantine	13
Tableau I. 7. Nombre moyen mensuel de jours de gèle à la station Hamma Bouziane.....	13
Tableau I. 8. Nombre moyen mensuel de jours de la neige à la station de Constantine.....	13
Tableau I. 9. Distribution fréquentielle de la durée d'insolation totale (en heure) Hamma Bouziane.	14
Tableau I. 10. Classification du climat	14
Tableau II. 1. Les différents types de sols de la région.....	20
Tableau II. 2. Répartition des superficies par zones homogènes.....	21
Tableau II. 3. Répartition des superficies équipées du périmètre d'irrigation Téléghma par catégories des sols et par secteurs	22
Tableau II. 4. Caractéristique de l'eau dans le périmètre de Teleghma.....	27
Tableau II. 5. Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique.....	28
Tableau II. 6. Classification des eaux en fonction du SAR	28
Tableau III. 1. Caractéristique de la station.....	32
Tableau III. 2. Répartition mensuelle des précipitations (mm)	33
Tableau III. 3. Test d'homogénéité de Mood	35
Tableau III. 4. Résultats des calculs de l'ajustement à la loi de Gauss	38
Tableau III. 5. Résultats des calculs de l'ajustement à la loi de Galton	39
Tableau III. 6. Test d'adéquation des deux ajustements.....	40
Tableau III. 7. Pluies moyennes mensuelles pour l'année sèche (P80%)	42
Tableau III. 8. Pluies efficace moyenne mensuelle (mm).....	45
Tableau III. 9. Occupation du sol	46
Tableau III. 10. Calendrier d'occupation du sol	46
Tableau III. 11. Blé	47
Tableau III. 12. Pomme de terre.....	47
Tableau III. 13. Petit pois	48
Tableau III. 14. Pommier et poirier.....	48
Tableau III. 15. Abricotier	49
Tableau III. 16. Besoins nets mensuelle totaux.....	49
Tableau III. 17. Débit fictif continu de chaque culture	50
Tableau IV. 1. Organisation du périmètre	53
Tableau IV. 2. Types des bornes en fonction de débit requis	54
Tableau IV. 3. Tableau récapitulatif.....	55
Tableau IV. 4. Vitesses admissibles	58
Tableau IV. 5. Calcul des diamètres des conduites	59
Tableau IV. 6. Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon.....	61
Tableau IV. 7. Calcul des pertes de charge et pressions	63

Tableau IV. 8. Diamètres des ventouses à installer.....	67
Tableau IV. 9. Diamètres des vidanges à installer.....	67
Tableau V. 1. Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage	74
Tableau V. 2. Occupation du sol et besoins net du mois de pointe des arboricultures.....	74
Tableau V. 3. Longueurs maximales d'une rampe sous une pression de 1 bar	78
Tableau V. 4. Tableau récapitulatif des résultats de calcul des besoins d'irrigation	82
Tableau V. 5. Tableau récapitulatif des résultats de calcul du dimensionnement des canalisations ...	82
Tableau V. 6. Tableau récapitulatif des résultats de calcul des besoins d'irrigation	83
Tableau V. 7. Tableau récapitulatif des résultats de calcul du dimensionnement des canalisations ...	83
Tableau V. 8. Caractéristiques de l'asperseur du type A60.....	84
Tableau V. 9. Coefficients de calcul des écartements	85
Tableau VI. 1. Résultats de calcul du volume du déblai	103
Tableau VI. 2. Résultats de calcul du volume du lit de sable	104
Tableau VI. 3. Résultats de calcul du volume du remblai.....	106
Tableau VI. 4. Cout total des travaux de pose de conduites.....	107
Tableau VI. 5. Cout total des conduites.....	107

Liste des figures

Figure I. 1. Limites administratives de la commune de Teleghma	6
Figure I. 2. Schéma du réseau hydrographique de la zone d'étude.....	7
Figure I. 3. Esquisse géologique de la plaine de Teleghma	9
Figure I. 4. La variation moyenne mensuelle de la température	11
Figure I. 5. Diagramme bioclimatique d'EMBERGER.....	15
Figure I. 6. Diagramme Ombrothermique (1986-2012)	16
Figure II. 1. Les différentes catégories de sol présentes dans le secteur Sud.....	23
Figure II. 2. Photo du barrage de Beni Haroun après la mise en eau (A.N.B.T, 2014)	25
Figure II. 3. Photo du barrage d'Oued El-Athmania	26
Figure II. 4. Diagramme de classification des eaux d'irrigation.....	29
Figure III. 1. Table de la variable réduite de Gauss	36
Figure III. 2. Graphique de l'ajustement à la loi de Gauss.....	38
Figure III. 3. Graphique de l'ajustement à la loi de Galton.....	39
Figure III. 4. Table du χ^2	41
Figure III. 5. Calcul de l'ETO mensuelle avec la formule de Penman-Monteith modifiée.	44
Figure V. 1. Irrigation gravitaire	70
Figure V. 2. Irrigation par aspersion	71
Figure V. 3. Irrigation par goutte à goutte	73
Figure VI. 1. Pèle équipée en rétro.....	94
Figure VI. 2. Le Bulldozer	95
Figure VI. 3. Le chargeur.....	95
Figure VI. 4. Le camion à benne	96
Figure VI. 5. Bétonnière.....	96
Figure VI. 6. Réseau à nœuds	100
Figure VI. 7. Diagramme de GANTT.....	101
Figure VI. 8. Schéma d'une tranchée.....	102

Introduction générale

Compte tenu de l'accroissement de la population mondiale, l'eau peut devenir un facteur limitant pour l'agriculture. L'utilisation efficace de l'eau est une question vitale pour le développement socio-économique dans de nombreuses régions. « L'irrigation dans beaucoup de pays est un art ancien aussi vieux que la civilisation, mais pour le monde entier c'est une science moderne ; la science de la survie » comme souligné par l'ancien président honoraire de la commission internationale de l'irrigation et drainage Mr. N.D. GULHATI. Elle assure le développement naturel et normal des cultures dans des conditions défavorables comme la sécheresse et l'insuffisance d'humidité. Les progrès de la recherche et de la technologie mettent à la disposition des irrigants des équipements modernes qui devraient permettre une amélioration sensible des performances de l'irrigation, tout en diminuant les contraintes de main d'œuvre basés sur la mécanisation et l'automatisation des installations.²

Dans le but du développement agricole, l'Algérie a fixé comme objectif d'atteindre les 20 millions d'hectares de surfaces agricoles à l'horizon de 2020 et dont la surface étudiée fait partie ; mais les précipitations irrégulières et le manque d'eau rendent cette tâche difficile. Actuellement, la surface agricole utile ne couvre, malheureusement, que 7,8 millions d'hectares, soit 3,2% de la surface totale, pour une population qui dépasse 40 millions d'habitants. Malgré cette grande surface, l'Algérie est classée parmi les pays ayant une faible surface agricole dont 58% est irrigué par irrigation de surface, 23% par aspersion et 19% par irrigation localisée. L'irrigation de surface fait progressivement place à l'irrigation par systèmes sous pression (aspersion et localisée) qui a en effet progressé de 21% en 2000 à 42% en 2012 et 49% en 2014.¹

Notre travail consiste à apporter la mise en valeur des terres agricoles par aménagement du périmètre d'irrigation (plaine de Teleghma, secteur sud), situé dans la wilaya de Mila. Le manuscrit de notre travail sera réparti sur les chapitres suivants :

Dans le premier chapitre, nous entamerons notre étude par une présentation générale de la zone d'étude.

Comme dans le cas de chaque aménagement hydro-agricole, il est indispensable de connaître les ressources en sol présentes et les ressources eau qui alimentent la zone. Ce travail fera l'objet de notre deuxième chapitre.

Le troisième chapitre sera réservé à l'étude hydrologique et par la suite le calcul des besoins en eau des différentes cultures nécessaires pour le dimensionnement qui sera détaillé dans le quatrième chapitre.

Le cinquième chapitre tournera autour du dimensionnement des techniques d'irrigation qui seront choisies au long de notre mémoire.

Le déroulement du projet ne sera bon qu'avec une bonne gestion, le sixième chapitre détaillera les procédures suivies pour assurer cette gestion et visera aussi sur l'estimation du devis total de l'adduction et de la distribution.

Enfin, nous terminerons notre travail par une conclusion générale

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

Introduction

Le périmètre de Teleghma fait partie du programme élaboré par l'AGID concernant les grands périmètres irrigués (GPI) de l'Amont du barrage de Béni-Haroun, il s'étale sur une superficie totale de 42 000 ha.

Les Périmètres concernés :

- Teleghma : 8 000 ha
- Touffana : 11 000 ha
- Chemmora : 16 900 ha
- Batna Ain-Touta : 6 100 ha

La zone d'étude qui nous concerne fait partie de la plaine de Teleghma (8 000 ha) qui se trouve à 30 km environ au sud-ouest de la ville de Constantine, sous la route vers la ville d'Oued El Athmania. Plus précisément, nous allons étudier le secteur sud qui occupe une superficie de 358,4 ha.

I.1 Situation du périmètre d'irrigation

I.1.1 Situation géographique

Le périmètre d'irrigation Teleghma est situé dans la partie nord-est de l'Algérie sur le territoire des wilayas de Mila et Oum El-Bouaghi. Les cotes absolues de la surface terrestre dans les limites du périmètre d'irrigation évoluent entre 630 et 830 m N.G.A.

Le périmètre se situe dans les limites des Hauts Plateaux Constantinois qui prolongent les Hauts Plateaux d'Algérie séparés de ces derniers par la chaîne montagneuse de Hodna. Tout de même, conformément au schéma de zonation le plus répandu de la région d'Atlas, les Hauts Plateaux Constantinois sont envisagés en tant qu'une unité géostructurale du Tell Oriental – de l'Atlas. Le périmètre est divisé en cinq parties : nord, est, ouest, sud et centre. Ce dernier est d'une forme irrégulière.

En ce qui concerne notre zone d'étude, la partie Sud est orientée méridionaux et se trouve dans la plaine d'Oued-Khedir et Oued- Mekhalfa (appelé oued Drimil dans son amont et oued El-Ounie dans son cours moyen). A la fusion des deux Oueds se trouve la ville de Teleghma coordonnées géographiques :

- Latitude : 36° 8' N
- Longitude : 6° 26' E



Figure.I.1. Situation du périmètre de Teleghma

I.1.2 Limites administratives de la commune de Teleghma

La commune de Teleghma occupe une superficie de 194 Km², d'un nombre d'habitants qui a dépassé les 56000 habitants en 2017 ; autrement dit, une densité de population d'environ 293 hab/km². Les limites administratives de la commune sont :

- Au Nord par la commune d'Oued Athmania
- Au Nord-Est par la commune Oued Seguin
- A l'Est par la commune d'Ouled Hamla (Oum El Bouaghi)
- Au Sud et au Sud-Est par la commune de Souk Naamane (Oum Bouaghi)
- Au sud-ouest par la commune d'El M'Chira
- Au Nord-Ouest par la commune de Chelghoum El Aid
- A l'ouest par les deux communes El M'Chira et Chelghoum El Aid

Les données économiques montrent que le premier secteur pourvoyeur en termes d'emploi est l'agriculture, avec 42% de la population employée dans le secteur agricole, on peut considérer que la commune de Teleghma est à vocation agricole et que ses atouts résident dans le renforcement de ses capacités de développement agricole.

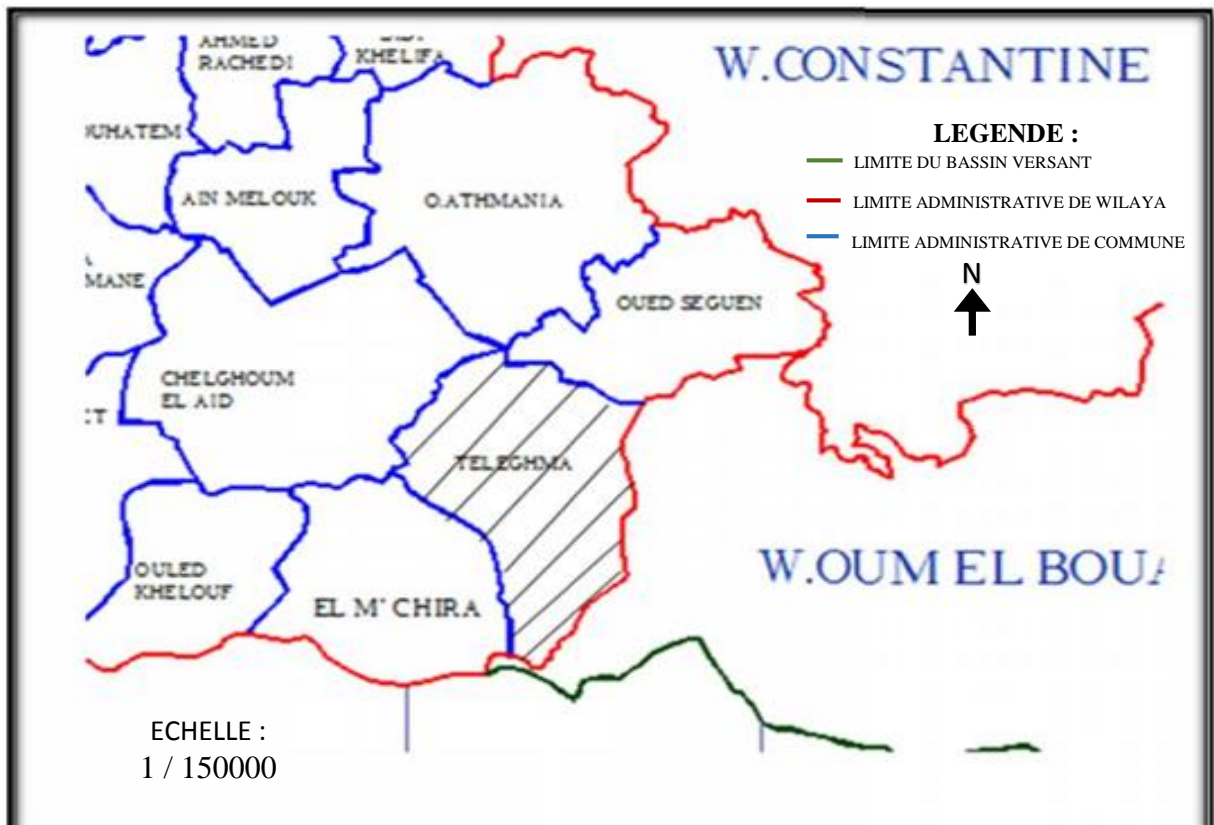


Figure I. 1. Limites administratives de la commune de Teleghma

I.1.3 Réseau hydrographique

Le périmètre d'irrigation de Teleghma se trouve dans le bassin versant de l'oued Rhumel en cours moyen de celui-ci.

Le réseau hydrographique, dont le courant est orienté du sud et du sud-est vers le nord et le nord-est, est bien développé dans cette zone. Il y en a quelques oueds assez importants (Rhumel, Athmenia, Seguin, El Rhedir, Mekhalfa), plusieurs oueds d'une importance mineure et un réseau de ravins et de chaabats bien développé.

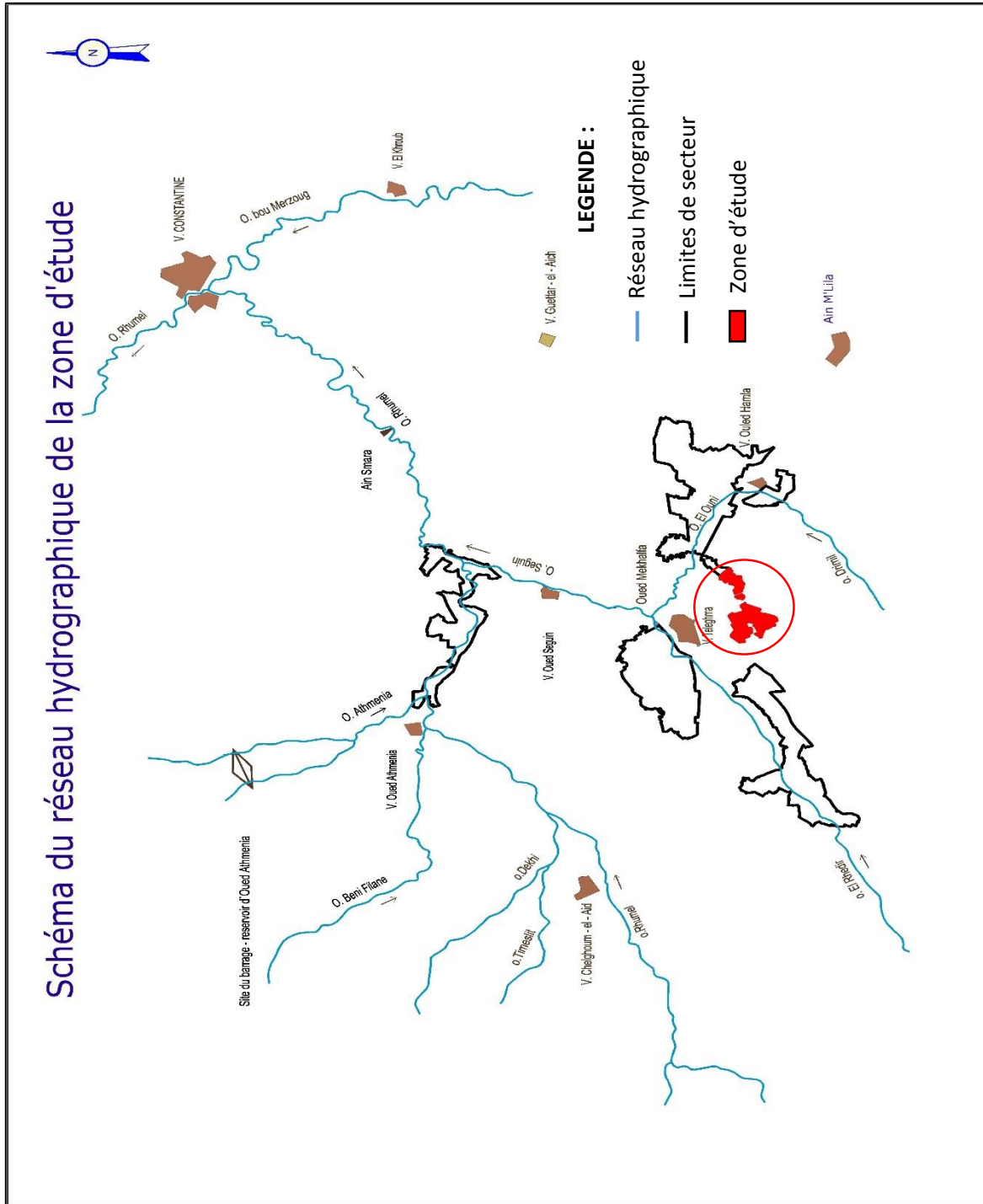


Figure.I.3. Schéma du réseau hydrographique de la zone d'étude

I.1.4 Géologie

L'ensemble du périmètre d'irrigation de Téléghma fait partie des hautes plaines constantinoises, il est occupé par des formations quaternaires et tertiaires.

Les formations quaternaires sont représentées par des dépôts alluvionnaires :

- Alluvions actuelles et récentes des fonds de vallées d'anciennes terrasses (Limons, sables et argiles).
- Alluvions d'anciennes terrasses (Limons, sable, sables et graviers).
- Alluvions actuelles et récentes des plateaux : Elles sont très développées et se réduisent au débouché des thalwegs sur les parties basses des plateaux à des cônes d'épandage.

Les formations tertiaires correspondent au Néogène (Miocène supérieur, Pliocène et Villafranchien), se présentent sous des faciès continentaux. Les dépôts de ces formations représentent les matériaux de remblaiement des dépressions topographiques qui existent au début du Vindobonien.

Le Miocène supérieur est représenté par des calcaires, marnes noires, poudingues, grès et marnes jaunes.

Le Pliocène- Villafranchien occupe de grandes surfaces, il constitue en partie les flancs des bombements anticlinaux à cœur Miocène qu'il entoure, il se présente sous deux faciès :

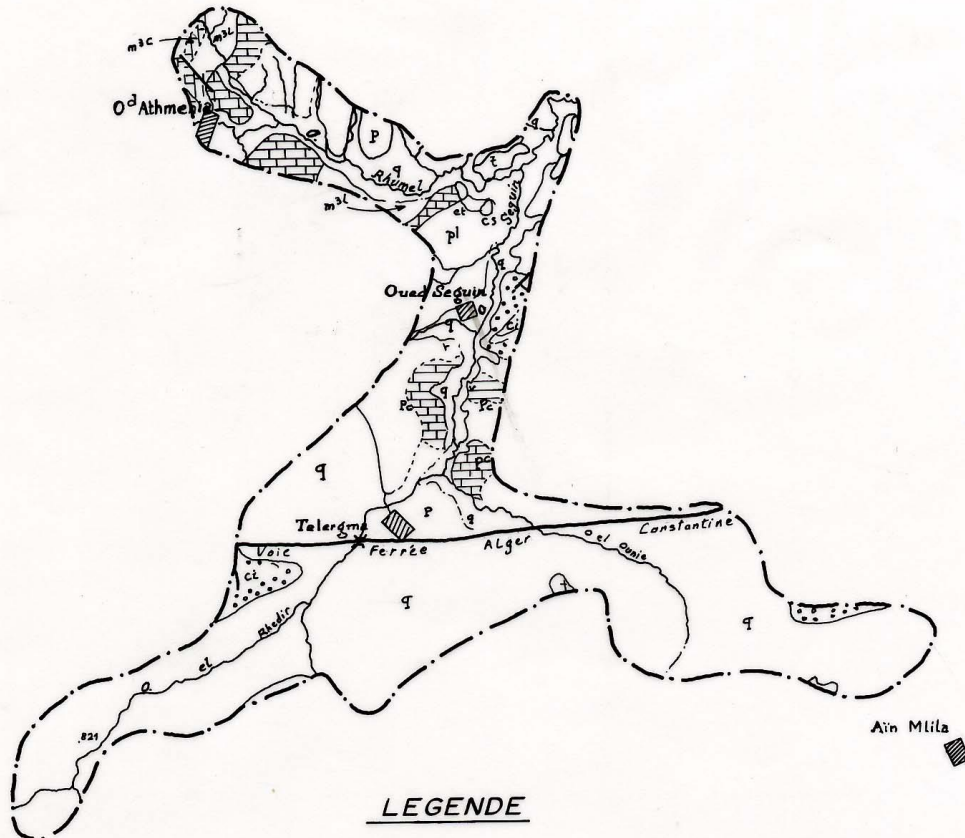
- Calcaires lacustres et argiles ou marnes rouges.
- Conglomérats et argiles rouges.

Au point de vue hydrogéologique, on a :

- Au Sud (secteurs : Centre, Ouest, Sud et Est du périmètre), la nappe aquifère des formations néogènes et quaternaires exploités par puits d'irrigation et forages d'A.E.P concernant les communes de Ouled Hamla, Téléghma et M'chira.
- Au Nord, la nappe alluviale d'Oued Rhumel

ESQUISSE GEOLOGIQUE

Echelle : 1/200000



LEGENDE

q	Quaternaire	Alluvions actuelles et anciennes Terrasses. Limons des plateaux, localement croute calcaire.
PA P1 Pc P	Pliocene Villafranchien	PA Conglomerats et argile rouge de piedmont P1 Argiles rouges dominantes avec gres, sables Pc Calcaires lacustres et croute calcaire plus recente P Marnes ou argiles rouges et croute calcaire, calcaires lacustres
m3c m3l m3 m3g	Miocene superieur	Pontien m3c Calcaires m3l Argiles rouges dominantes m3 Marnes et argiles rouges et bancs calcaires m3g Gres et conglomerats avec argiles rouges
ci	Cretace Inferieur	
t	Trias	

Figure I. 3. Esquisse géologique de la plaine de Teleghma

I.2 Analyse des conditions naturelles

I.2.1 Situation climatique

Les conditions climatiques de la zone d'étude sont formées sous l'influence des masses d'air du Sahara avec son climat sec et chaud et celles de la Méditerranée avec un climat plus tempéré et plus humide.

D'une façon générale, le climat de la zone d'étude est assez humide de novembre à mars, très sec de juin à août et assez sec le reste de l'année.

I.2.1.1. Les précipitations

Le tableau ci-dessous donne les précipitations mensuelles et leur totale annuelle

Tableau I. 1. Pluies moyennes mensuelles à la station de Constantine
(Période : 1986 -2012)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Annuelle
Pluie (mm)	65,3	55,3	54,0	54,3	41,8	17,8	6,6	12,1	37,1	36,5	53,9	74,2	508,9

Selon le tableau ci-dessus, la valeur de précipitation minimale était enregistrée dans le mois de Juillet et la valeur maximale était enregistrée dans le mois de Décembre. Tandis que la valeur moyenne des précipitations annuelles est égale à 508,9 mm.

I.2.1.2. Humidité relative

Elle représente le degré de saturation de l'air en vapeur d'eau. C'est un paramètre très important par rapport aux autres paramètres climatiques, il joue un rôle important dans l'évaporation du sol et la couverture végétale.

Les données d'humidité relative mensuelles moyennes des différentes stations de la région sont présentées dans tableau suivant.

Tableau I. 2. Humidité moyenne mensuelle à la station de Constantine
(Période : 1986 – 2012)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Annuelle
Humidité relative de l'air (%)	79,2	76,9	73,7	71,8	67,1	56,4	49,4	50,9	63,3	68,5	75,3	79,2	67,6

En se basant sur le tableau, on peut remarquer que le mois de Juillet est le mois le plus sec avec une valeur d'humidité relative moyenne de 49,4%, alors que cette dernière s'élève pour atteindre une valeur de 79,2% en deux reprises (Janvier, Décembre); ces derniers étant les mois les plus humides. L'humidité moyenne annuelle est de l'ordre de 67,6 %.

I.2.1.3. Température de l'air

Un été sec et très chaud et un hiver relativement doux sont les caractéristiques du régime de température dans notre zone d'étude. Comme l'humidité relative, La température de l'air est un facteur climatique assez important, car elle conditionne l'évapotranspiration.

Les températures d'air mensuelles dans la région étudiée sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau I. 3. Répartition mensuelle des températures (Tmax et Tmin) à la station de Constantine (Période 1986 – 2012)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Annuelle
Tmax	12,1	13,1	16,3	19,2	24,9	30,6	34,4	34,5	29,0	24,1	17,2	13,0	22,4
Tmoy	6,7	7,4	10,2	12,7	17,6	22,6	26,0	26,0	21,5	17,3	11,4	7,8	15,6
Tmin	2,4	2,7	4,8	7,0	10,9	15,2	18,3	18,7	15,6	11,8	6,8	3,7	9,9

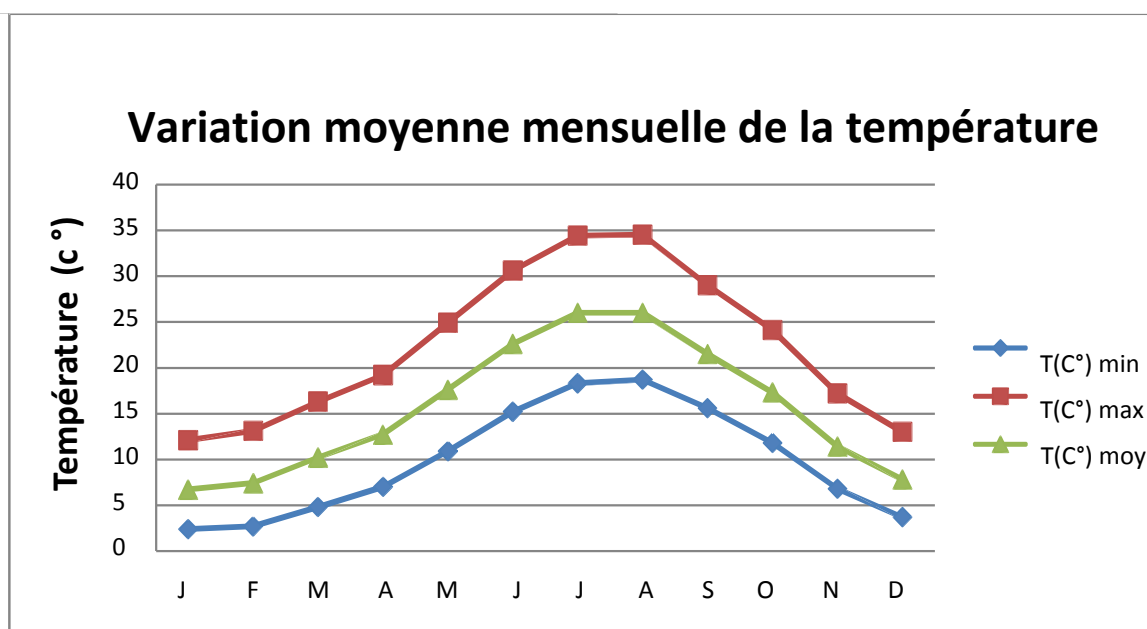


Figure I. 4. La variation moyenne mensuelle de la température

La température moyenne mensuelle atteint un minimum de 6,7 °C au mois de janvier et un maximum de 26 °C au mois de juin et août

I.2.1.4. Evaporation

Les valeurs de l'évaporation du plan d'eau libre sont adoptées d'après les données observées au barrage d'Oued Athmania. Elles sont données par le tableau ci-dessous

Tableau I. 4. Evaporation mensuelle et annuelle à la station du barrage d'Oued Athmania
(Période : 1986 – 2012)

Mois		J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Annuelle
Evaporation	mm	40,9	44,8	63,6	70,6	100,1	147,4	193,4	188,1	120,5	91,1	57,3	43,4	1161,2
	%	3.51	3,85	5,47	6,07	8,61	12,68	16,63	12,79	10,63	7,84	4,93	3,73	100

Dans le tableau ci-dessus, on voit que l'évaporation est importante durant les mois de Juillet et Aout (193,4 mm et 188,1 mm respectivement) en comparant avec les autres mois de l'été. La faible valeur de l'évaporation a été enregistrée au mois de janvier où le volume évaporé est de 40,9 mm

I.2.1.5. Les vents

D'après les observations recueillies à la station climatique de Constantine, les vents qui prédominent sont ceux de l'ouest en est.

Le tableau suivant indique les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles.

Tableau I. 5. Vitesse de vent enregistré à la station de Constantine
(Période : 1986 – 2012)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuelle
Vitesse du vent (m/s)	2,5	2,7	2,6	2,7	2,3	2,4	2,4	2,2	2,2	2,1	2,5	2,6	2,4

On remarque une fluctuation dans les valeurs de la vitesse du vent en notant une vitesse moyenne mensuelle de 2,1 m/s en juin et une vitesse moyenne mensuelle maximale de 2,7 m/s pour le mois d'octobre et décembre. La vitesse moyenne annuelle est de l'ordre de 2,4 m/s.

I.2.1.6. Sirocco

Le sirocco est un vent saharien violent, très sec et très chaud qui souffle du Sud vers le littoral. Il est très nocif pour les plantes car il peut provoquer le flétrissement de la plante et conséquence la baisse du rendement. Avoir une idée sur son comportement est donc essentielle pour le choix de l'espèce à préconiser dans le périmètre :

Les différentes valeurs observées sur les postes de la zone d'étude sont sur le tableau suivant

Tableau I. 6. Nombre moyen mensuel des jours du sirocco à la station de Constantine
Période : (1986 – 2012)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuelle
Nombre de jours du sirocco	2,6	1	1,1	0,1	0,1	0,5	1,1	1,8	1,9	1,2	3,8	6	24

D'après le tableau ci-dessus, le nombre maximum qui est 6 jours avec sirocco est enregistré en Août. En moyenne, au cours de l'année il est observé 24 jours avec sirocco.

I.2.1.7. Gelée blanche

La gelée blanche est nuisible pour les cultures et peut causer des dégâts mécaniques et biochimiques vis à vis des rendements agricoles.

Tableau I. 7. Nombre moyen mensuel de jours de gèle à la station Hamma Bouziane
(Période : 1986 – 2012)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuelle
Nombre de jours avec gèle	-	-	0,7	1,8	3,4	2	1,5	0,1	-	-	-	-	9,5

On observe que le nombre moyen annuel de jours de gèle s'élève à 9,5 avec janvier le mois avec le plus de nombre de jours de gèle (3,4).

I.2.1.8. La neige

Le nombre moyen mensuel des jours avec de la neige tombe sur la région ainsi que la présence d'une couche (de neige) sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau I. 8. Nombre moyen mensuel de jours de la neige à la station de Constantine
(Période : 1986 – 2012)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Nbre de jours avec la neige	0	0	0,6	0,4	1,7	2	1	0,7	0	0	0	0	6,4
Nbre de jours avec une couche de neige	0	0	0,3	0	1	0,8	0,3	0,3	0	0	0	0	2,7

La neige tombe dans une période allant de novembre à avril. Février est le mois avec le plus de jours de chute de neige tandis qu'on remarque que la couche de neige tient le plus en Janvier. Le nombre moyen de jours avec des chutes de neige est de 6,4 jours par an et celui avec une couverture de neige est de 2,7 jours par an.

I.2.1.9. Ensoleillement

Les valeurs maximales de l'ensoleillement sont observées au mois de juin et juillet avec les valeurs suivantes 312,6 h/j et 346,5 h/j respectivement. La durée d'ensoleillement descend à un minimum en décembre avec une valeur de 151,0 h/j. Cette diminution est liée à l'opacité des nuages pendant l'hiver.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I. 9. Distribution fréquentielle de la durée d'insolation totale (en heure) Hamma Bouziane
(Période : 1986 – 2012)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Ensoleillement (heures par mois)	158,8	171,1	213,2	231,7	281,7	312,6	346,5	308,9	244,6	214,2	169,6	151,0

I.2.2 Classification du climat

I.2.2.1. Indice d'aridité

D'après l'indice d'aridité de MARTONNE IA :

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

Avec : P : précipitation annuelle en mm P = 508,9mm

T : température moyenne en (°C) T = 15,6 °C

A.N :
$$\frac{508,9}{15,6 + 10} = 19,88$$

$I_A = 19,88$

Tableau I. 10. Classification du climat

Valeur de l'indice d'aridité	Type de climat
$I < 5$	Désertique
$5 < I < 10$	Très sec (aride)
$10 < I < 20$	Sec (semi-aride)
$20 < I < 30$	Relativement humide (sub-humide)
$I > 30$	Humide

L'irrigation sur notre périmètre est nécessaire car selon la classification de MARTONNE notre climat est sec (semi-aride).

I.2.2.2. Quotient pluviométrique d'EMBERGER

Cet indice a pour but de détermination de l'étage bioclimatique. Il est déterminé par la formule d'EMBERGER :

CHAPITRE I
PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

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

Avec :

Q : Quotient pluviométrique d'EMBERGER.

P : Précipitation moyenne annuel mm.

M : Température maximale du mois le plus chaud en °K

m : Température minimale du mois le plus froid en °K

A.N: On a :

$$P = 508,9 \text{ mm}$$

$$M = 34,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$m = 2,4 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$Q = \frac{2 * 1000 * 508,9}{(34,5 + 273)^2 - (2,4 + 273)^2}$$

$$Q=54,4$$

En utilisant le diagramme bioclimatique d'EMBERGER on peut déterminer l'étage bioclimatique de notre région.

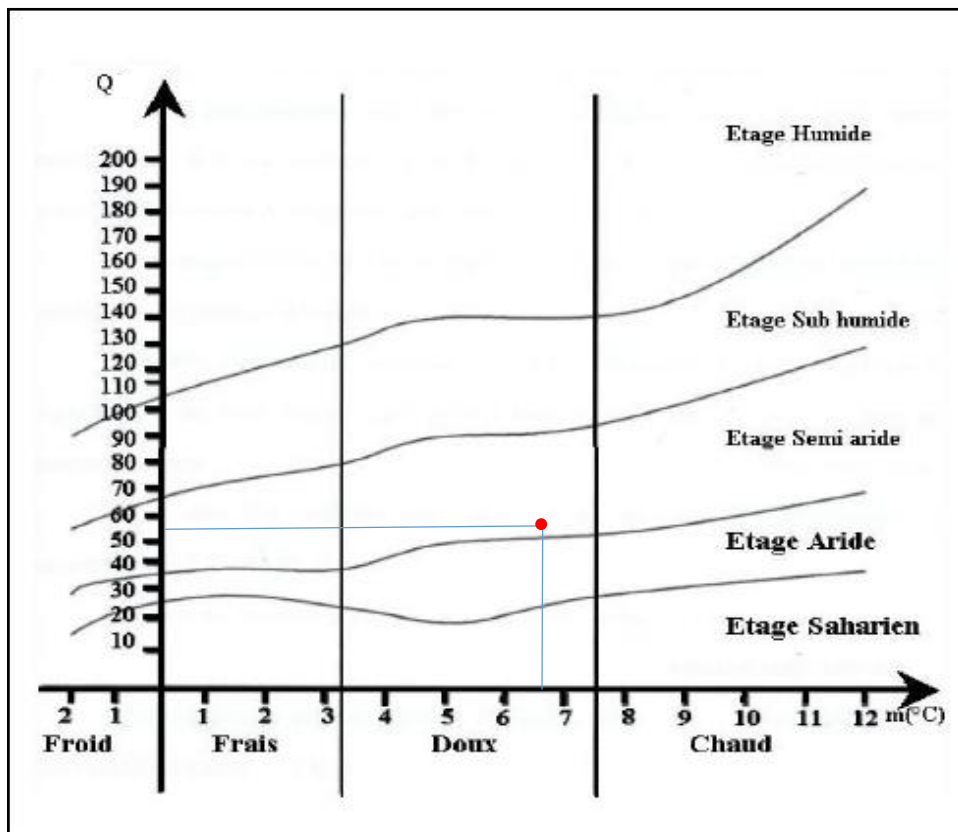


Figure I. 5. Diagramme bioclimatique d'EMBERGER

D'après le diagramme on peut dire que notre zone d'étude est classée dans l'étage bioclimatique semi-aride

I.2.2.3. Diagramme Ombrothermique de Gausсен et Bagnouls

BAGNOULS et GAUSSEN (in STEWART, 1969) ont établi des diagrammes ombrothermiques pour évaluer la durée et l'intensité de la saison sèche pendant l'année. Ils se sont basés sur la formule $P = 2 * T \text{ } ^\circ\text{C}$; les mois secs sont définis, quand la courbe des précipitations est située au-dessous de celle des températures moyennes.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Pluie (mm)	65,3	55,3	54,0	54,3	41,8	17,8	6,6	12,1	37,1	36,5	53,9	74,2
Tmoy	6,7	7,4	10,2	12,7	17,6	22,6	26,0	26,0	21,5	17,3	11,4	7,8

Dans notre cas, l'irrigation est indispensable à partir de la fin du mois de Mai jusqu'au début du mois d'Octobre comme le montre la Fig. I.7.

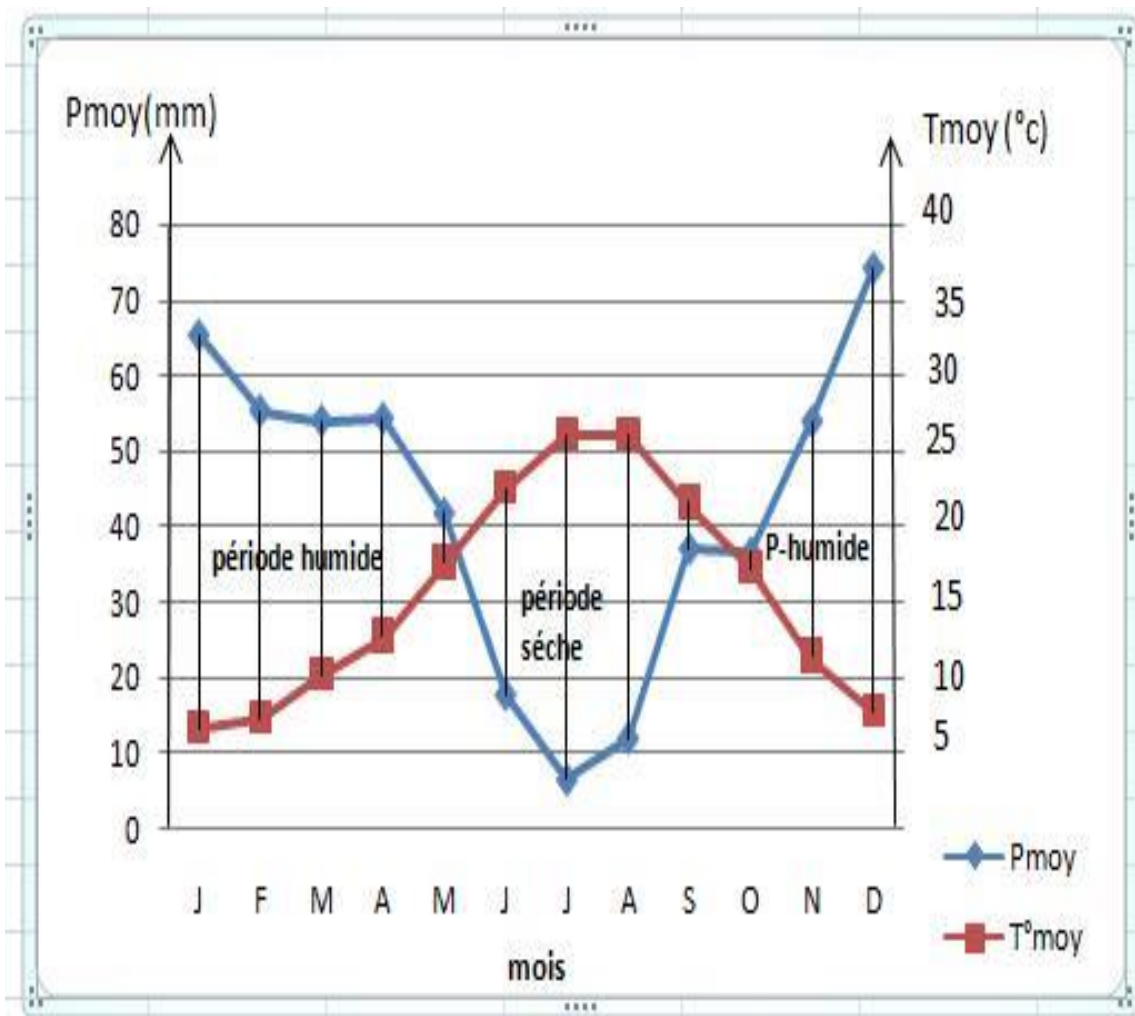


Figure I. 6. Diagramme Ombrothermique (1986-2012)

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait une présentation générale de notre zone d'étude de différents points de vue (géographique, géologique...etc.) .Nous avons aussi détaillé les caractéristiques du climat de la région d'étude : Un été sec et très chaud et un hiver relativement doux.

Les pluies hivernales sont importantes en enregistrant une précipitation moyenne annuelle de 508,9 mm.

A l'issu de ce chapitre, nous pouvons conclure que l'irrigation est indispensable en été, vu que la région souffre de manque d'eau durant cette période puisque les pluies sont quasi-nulles.

Chapitre 2 : Ressources en eau et en sol

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons nous pencher sur la pédologie de notre région ainsi qu'aux ressources en eau. Ces deux facteurs sont importants pour faire un choix adéquat des aptitudes culturales, de même que les techniques d'irrigations appropriés.

II.1 Ressources en sol

II.1.1 Etude pédologique

Les plaines de Teleghma–Ouled Hamla ont été l'objet de 03 études agro pédologiques à différentes échelles :

- 1973 à une échelle de 1/20000 et une précision de 1/20000.
- 1999 à une échelle de 1/50000 et une précision de 1/100000.
- 2002 à une échelle de 1/20000 et une précision de 1/20000.

D'après l'ONID, l'étude faite en 2002 est fiable, plus crédible et plus précise que les deux autres études.

L'étude a pour but de :

- Fournir pour les sols présents dans la plaine les paramètres pédologiques et hydro dynamiques qui permettront un dimensionnement approprié des réseaux d'irrigation.
- Permet de connaître la réaction des sols à l'irrigation.
- Estimer le degré de participation des sols du périmètre à l'alimentation hydrique des plantes à irriguer.
- Faire un choix adéquat des systèmes d'irrigations les plus adaptées aux conditions du sol et de culture (aspersion ; goutte à goutte ; pivot ... etc.)

II.1.1.1. Classification des sols de la région

La plaine de Teleghma est une zone caractérisée par l'accumulation d'alluvions et de colluvions formant des terrasses et des glacis. Afin de classer les sols de la région, 89 profils ont été réalisés, ci-dessous se trouve un tableau récapitulatif des types de sols présent dans la zone toute d'étude

CHAPITRE II
RESSOURCES EN EAU ET EN SOL

Tableau II. 1. Les différents types de sols de la région

CLASSE	SOUS-CLASSE	GROUPE	SOUS-GROUPE	SURFACE (ha)
Sols peu évolués	D'origine non climatique	D'apport alluvial	Vertique	692.3781
		D'apport colluvial	Vertique	943.2900
		D'apport alluvial	Hydromorphe	267.521
		D'apport alluvial	Modal	350.672
		D'apport colluvial	Modal	188.4733
			Total	2442.3344
Vertisols	A drainage externe nul ou réduit	A structure anguleuse sur au moins les 15 cm supérieurs	A caractères vertiques peu accentués	1089.4414
	A drainage externe possible	A structure anguleuse sur au moins les 15 cm supérieurs	A caractères vertiques peu accentués	1069.9747
Sols calcimagnésiques	Sols carbonatés	Rendzines	Modal	1382,6254
		Sols bruns calcaires	Modal	1475.592
			Vertique	2183.5239
			Sur encroûtement	1123.4866
			Hydromorphe	20.7609
Sols minéraux bruts	D'origine non climatique	D'érosion	Lithosols/ Regosols	49.045
total				10836.7843

Pour notre zone d'étude se situant dans la partie Sud (Ouled Hamla et Mchira). De par ses faibles pentes, elle présente une meilleure homogénéité avec des unités cartographiques plus grandes. Dans cette zone, les sols peu évolués sont les plus dominants. Les sols peu évolués font jonction avec les cours d'eau et les zones de crue. Leur répartition reste sujette à l'emplacement des cours d'eau et des zones soumises aux inondations.

II.1.1.2. Caractéristiques des sols

- **la texture et structure** : D'après les résultats de l'étude réalisée, les sols de la zone du périmètre d'irrigation Teleghma sont caractérisés par une texture argileuse fine.
- **Calcaire actif** : Les sols de la zone étudiée possèdent un taux de calcaire actif élevé, qui est à la base de la suppression de plusieurs espèces d'arbres fruitiers qui supportent mal un tel taux de calcaire actif.
- **Matière organique et azote** : le taux en matière organique de la plaine reste faible.
- **La perméabilité ou vitesse d'infiltration** : Une des particularités des propriétés hydrodynamiques de nos sols constituant la zone d'étude est leur perméabilité ; en règle générale, le coefficient d'infiltration K est inférieur à 1 cm/heure (soit inférieur à 0,24 m/jour ou 0,17 mm/min ou 10,2 mm/h) donc notre sol présente une perméabilité faible due à sa texture fine.

II.1.2 Aptitudes culturales

L'étude des sols menée sur une superficie totale du levé pédologique de 11 390 ha a permis de classer les sols en fonction de leur fertilité et de leurs aptitudes culturales.

La répartition de la superficie totale dans les limites du levé pédologique par catégories est présentée au tableau ci dessous

Tableau II. 2. Répartition des superficies par zones homogènes

Catégorie	Superficies (ha)	%
1	2 596	23
2	2 032	18
3	3 107	27
4	1 221	11
5	1 881	16
Agglomérations et ruines romaines	553	5
TOTAL	11 390	100

CHAPITRE II
RESSOURCES EN EAU ET EN SOL

Le classement a donné 5 catégories :

- **La classe I** : Caractérise les bons sols qui ne posent aucun problème pour la mise en valeur à l'exception des fortes teneurs en calcaire actif.
- **La classe II** : Caractérise les sols qui nécessitent des labours profonds pour améliorer leur potentiel agricole.
- **La classe III** : Caractérise les sols à texture argileuse à très argileuse.
- **Les classes IV et V** : Représentent les sols à faible profondeur. Cette dernière reste plus sévère pour la classe V. (30 à 50 cm de profondeur pour V et moins de 80 cm pour IV).

Compte tenu de la superficie des sols de la catégorie 5 (1 881 ha) qui ne sont pas recommandés pour irrigation, et des sols occupés par les agglomérations (553 ha), la superficie des sols susceptibles d'être éventuellement irrigués dans les limites du levé pédologique sera de :

$$11\,390 - 553 - 1\,881 = 8\,956 \text{ ha}$$

Tableau II. 3. Répartition des superficies équipées du périmètre d'irrigation Télégma par catégories des sols et par secteurs

SECTEUR	Superficie équipée, ha					
	Catégorie des sols				Total	
	1	2	3	4	ha	%
NORD	484,4	99,3	557,9	-	1141,6	16,1
CENTRE	412,1	340,8	787,2	198,6	1738,7	24,6
OUEST	262,6	976,0	277,6	50,1	1566,3	22,1
SUD	51,2	-	-	307,2	358,4	5,1
EST	603,5	377,4	942,1	350,4	2273,4	32,1
TOTAL : ha /	1813,8	1793,5	2564,8	906,3	7078,4	
%	25,6	25,3	36,2	12,9		100

On remarque que notre zone d'étude est répartie entre deux catégories de sol : la classe 1 et 4 avec les superficies suivantes 51,2 ha et 307,2 ha respectivement.

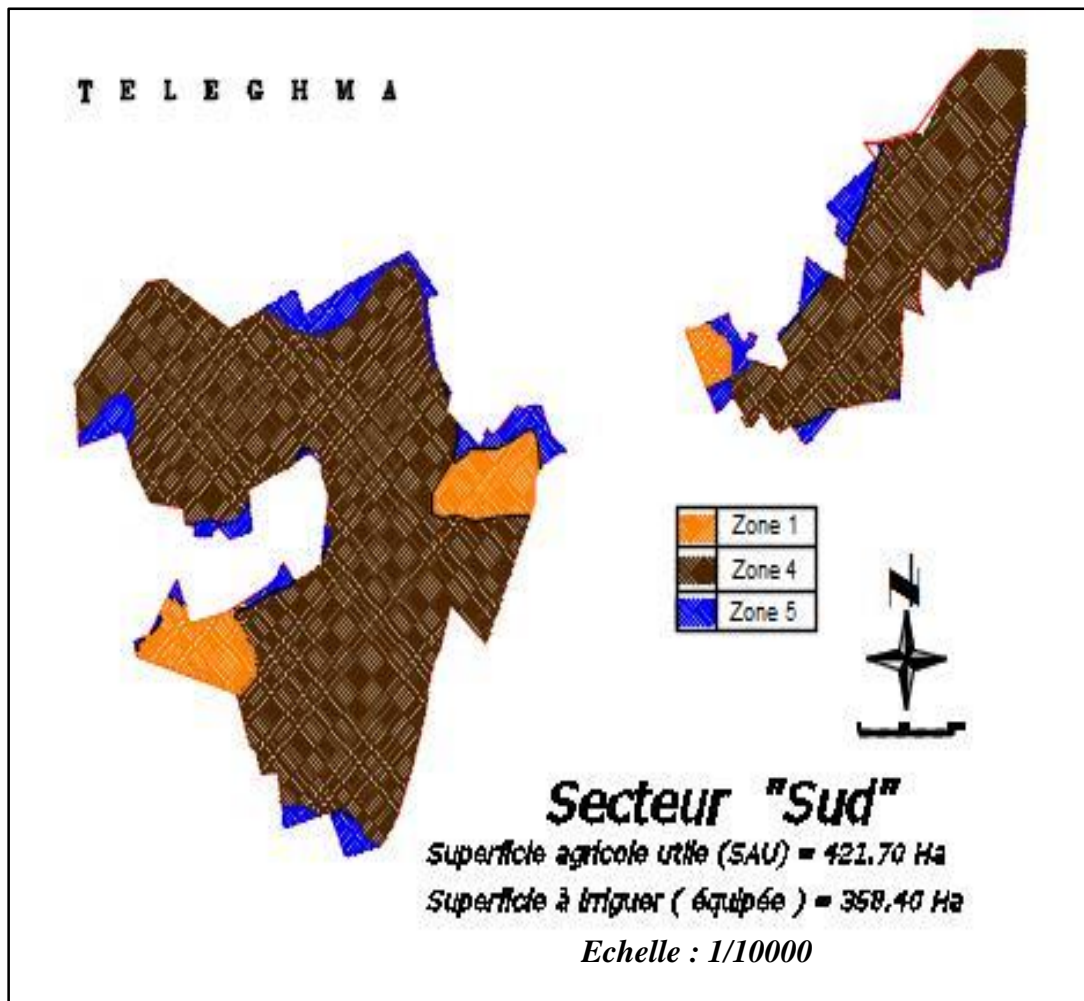


Figure II. 1. Les différentes catégories de sol présentes dans le secteur Sud

Donc la plus grande partie de notre terrain appartient à la classe 4 ; du fait, les aptitudes culturales qui sont bonnes dans notre zone sont les cultures maraîchères, céréalières et fourragères, bonnes à moyennes pour les cultures industrielles et moyennes pour quelques cultures arbustives.

II.2 Ressources en eaux

Les eaux superficielles du bassin versant de la rivière El Kebir représentent la principale source d'eau du périmètre d'irrigation Teleghma.

D'après le projet du système du transfert de Beni-Haroun, l'accumulation et la régularisation de l'écoulement superficiel sera réalisée par les barrages de Bou Siaba et Beni-Haroun. Ce dernier est aussi destiné pour le laminage de crues, peu probables.

Le système du transfert d'eau à partir du barrage de Beni-Haroun a pour but l'alimentation en eau de 6 wilayas, localisées plus au sud vers les hauts plateaux et qui sont :

- Batna
- Khenchela
- Mila
- Oum El Bouaghi
- Constantine
- Jijel (région d'El Milia)

L'eau du barrage de Beni-Haroun contribue à la satisfaction L'alimentation en eau potable de la ville de Mila et Constantine et à l'irrigation d'environ 30000 hectares dans les plaines de Teleghma, Chemoura et Tafouna et est répartie comme suit :

- Besoins de l'alimentation en eau potable et industrielle : 50 % avec un déficit admissible de 5 % en temps et 2 % en volume.
- Besoins de l'irrigation : 50 % avec un déficit admissible de 10 % en temps et 5% en volume.

Notre périmètre d'irrigation sera alimenté par la retenue intermédiaire d'Oued El-Athmania ; cette dernière, parmi d'autre, rentre dans le projet du système de transfert d'eau du barrage de Beni-Haroun. Pour cela, 504 M m³/an est transférée dans la retenue, dont 69,5 Mm³/an est consacré pour l'irrigation.

II.2.1 Localisation et caractéristiques du barrage de Beni Haroun (BBH)

« Le site de la digue du barrage de Beni Haroun est trouvé au Nord-Est de l'Algérie sur oued El-kébir à environ quarante km de son embouchure dans la mer méditerranée. La retenue créée par la digue se trouve au sud de cette dernière. Le barrage de Beni Haroun est situé à environ 40 Km au Nord - Nord-Ouest de la ville de Constantine et à 350 Km à l'Est de la capitale Alger. La digue du barrage est située à l'extrémité amont de la gorge calcaro-marneuse de Beni Haroun et à 3 Km de la confluence des deux oueds Ennedja et Rhumel et géographiquement au Nord de la ville de Grarem Gouga située dans la wilaya de Mila.

Le barrage de Beni Haroun atteint les 118 m de hauteur à partir de la fondation située à 82 NGA et 107 m au-dessus du terrain naturel situé à 93 NGA, il a une longueur de 710 m à la crête. La largeur de la digue à la base est égale à 93 m et à la crête 8 m. Le niveau normal de la retenue (N.N.R) se trouve à 200 NGA et celui des plus hautes eaux (P.H.E) à 214,80 NGA, tandis que le niveau de la crête se trouve à 216,30 NGA. Le fruit du parement amont de la digue est vertical et celui d'aval a le rapport de 0.8H/1V. La capacité de stockage à la cote normale de la retenue (200 NGA) égale à 963 millions de m³. Le volume de la tranche utile, située entre les cotes 172 NGA et 200 NGA, est égal à 723 millions de m³ alors que le volume moyen annuel

régularisé est de l'ordre de 435 millions de m³. L'apport solide annuel est estimé préalablement à 6 millions de m³. Le volume de la tranche morte, située entre les cotes (110 et 172 NGA), est égal à 240 millions de mètres cubes.

Cette géante infrastructure hydraulique est conçue en BCR (Béton Compacté au Rouleau), c'est une nouvelle technique de réalisation des barrages créée en 1980. Le barrage a été réceptionné définitivement en 2001 (Fin des travaux en Juin 2001) avec un taux de réalisation de 100%. Toutefois, la première mise en eau était le 01 Août 2003.



Figure II. 2. Photo du barrage de Beni Haroun après la mise en eau (A.N.B.T, 2014)

Le bassin versant d'Oued El-Kébir se subdivise en deux parties distinctes. La partie occidentale formée par le bassin de l'Oued Enndja et celle Orientale constituée également par Oued Rhumel.

Le bassin versant de l'Oued Enndja est situé à l'Ouest et au Nord-Ouest du Bassin Kébir – Rhumel tandis que le bassin versant de l'Oued Rhumel s'étend du sud au Nord-Est de ce bassin.

Le bassin versant total d'oued El-Kébir, au site du barrage, couvre une superficie de 7725 Km² dont une partie du bassin Rhumel est mobilisée par le barrage de Hammam-Grouz ce qui réduit la superficie utile du bassin versant du barrage de Beni Haroun à 6595 km². »³

II.2.2 Analyse de l'eau d'irrigation de notre périmètre

II.2.2.1. Localisation et caractéristiques de la retenue intermédiaire El-Athmania

Le barrage réservoir El-Athmania est situé sur l'Oued El Kaim qui est l'affluent de la rive droite d'Oued El-Athmania, localisé dans la partie sud de la wilaya de Mila, au Nord-Ouest de notre périmètre.

Le barrage en chiffre :

- Année de construction : 2002
- Année de Mise en eau : 2007
- Capacité : 108,47 Mm³
- Capacité dernier levé : 33,25 Mm³
- Apport moyen annuel : 2,40 Mm³
- Envasement annuel : 1,20 Mm³/an
- Surface du bassin versant : 16,50 km²
- Hauteur : 44,00 m
- Longueur : 630,00 m
- Côte retenue Normale (R.N) : 841,00 mNGA
- Côte Plus Hautes Eaux (P.H.E) : 842,50 mNGA
- Déversoir à seuil libre : 2 345 m³/s



Figure II. 3. Photo du barrage d'Oued El-Athmania

II.2.2.2. Caractéristiques chimiques de l'eau du Barrage

D'après les analyses de l'eau du périmètre Teleghma, on a pu avoir les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 4. Caractéristique de l'eau dans le périmètre de Teleghma

Caractéristique	Mois												Année
	J	F	M	A	M	J	J	O	S	O	N	D	
Ca ⁺⁺ (mg/l)	140	144	149	149	154	154	152	136	157	146	163	133	148
Mg ⁺⁺ (mg/l)	42	51	35	40	47	42	61	50	49	66	46	49	48
Na ⁺ (mg/l)	142	134	130	165	173	174	199	168	192	147	154	124	158
K ⁺ (mg/l)	18	18	20	34	18	21	26	36	24	22	24	21	22
Cl ⁻ (/mg/l)	206	193	136	256	230	280	320	292	306	228	202	230	247
pH	8.2	8.0	8.1	8.3	8.4	8.4	8.4	8.4	8.2	8.3	8.0	8.02	8.2
CE (mmho/cm)	1.45	1.58	1.55	1.72	1.79	1.94	2.06	1.93	1.95	1.7	1.64	1.52	1.74

II.2.2.3. Estimation des paramètres de la qualité d'eau :

a. Salinité

C'est le contenu total en sels solubles qui sont principalement les sels de calcium (Ca²⁺), de magnésium (Mg²⁺) et de sodium (Na⁺). Un taux élevé de Salinité peut causer la baisse de rendements, un ralentissement dans la croissance des végétaux et peut même être fatal pour les cultures. Elle peut être déterminée en fonction de la valeur de la conductivité électrique (CE) exprimée en mmho/cm.

Le tableau ci-dessous montre la classification de l'eau d'irrigation selon la valeur de la conductivité électrique CE.

Tableau II. 5. Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique

Classe	Conductivité électrique CE (mmhos/cm)	Qualité des eaux	Cultures
C1	$CE \geq 0.25$	Risque faible de salinité	Pour toutes les cultures
C2	$0.25 \leq CE \leq 0.75$	Risque moyen de salinité	pour les plantes moyennement tolérantes.
C3	$0.75 \leq CE \leq 2.25$	Risque élevé de salinité	ne convient qu'à des sols bien drainés et des plantes tolérantes.
C4	$CE > 2.25$	Risque très élevé de salinité	eau difficilement utilisable

b. Taux de sodium adsorbé (SAR)

Paramètre permettant d'estimer le degré de saturation du complexe d'échange cationique (CEC) en ions Sodium. En anglais, le "Sodium adsorption Ratio" ou SAR, d'une eau constitue un critère d'appréciation de son pouvoir alcalinisant. L'excès du sodium est néfaste et peut provoquer l'alcalinisation et la dégradation de la structure du sol, affecte aussi la perméabilité de ce dernier.

Le SAR, qui décrit la quantité de sodium en excès par rapport aux cations calcium et magnésium, est calculé ainsi :

$$SAR = \frac{Na +}{\sqrt{\frac{Ca^{2+} + Mg^{2+}}{2}}}$$

- Les paramètres de l'équation sont exprimés en méq/L

Le tableau ci-dessous montre la classification de l'eau d'irrigation selon la valeur du SAR.

Tableau II. 6. Classification des eaux en fonction du SAR

SAR en méq/l	
0 – 10	Classe S1 : risque alcalin faible :
10 – 18	Classe S2 : risque alcalin moyen, l'eau présente un danger appréciable
18 – 26	Classe S3 : risque alcalin élevé, peut produire des niveaux dommageables de sodium
> 26	Classe S4 : risque alcalin très élevé, généralement inadéquate pour l'irrigation

A.N :

$$SAR = \frac{6.8696}{\sqrt{\frac{7.3856+3.9498}{2}}}$$

SAR = 2,88 méq/L

II.2.2.4. Classification des eaux d'irrigation :

On s'appuie pour classer notre eau d'irrigation sur la méthode américaine qui se base sur les paramètres déjà déterminé et le diagramme de Riverside, d'après l'US Salinity Laboratory Staff (1954).

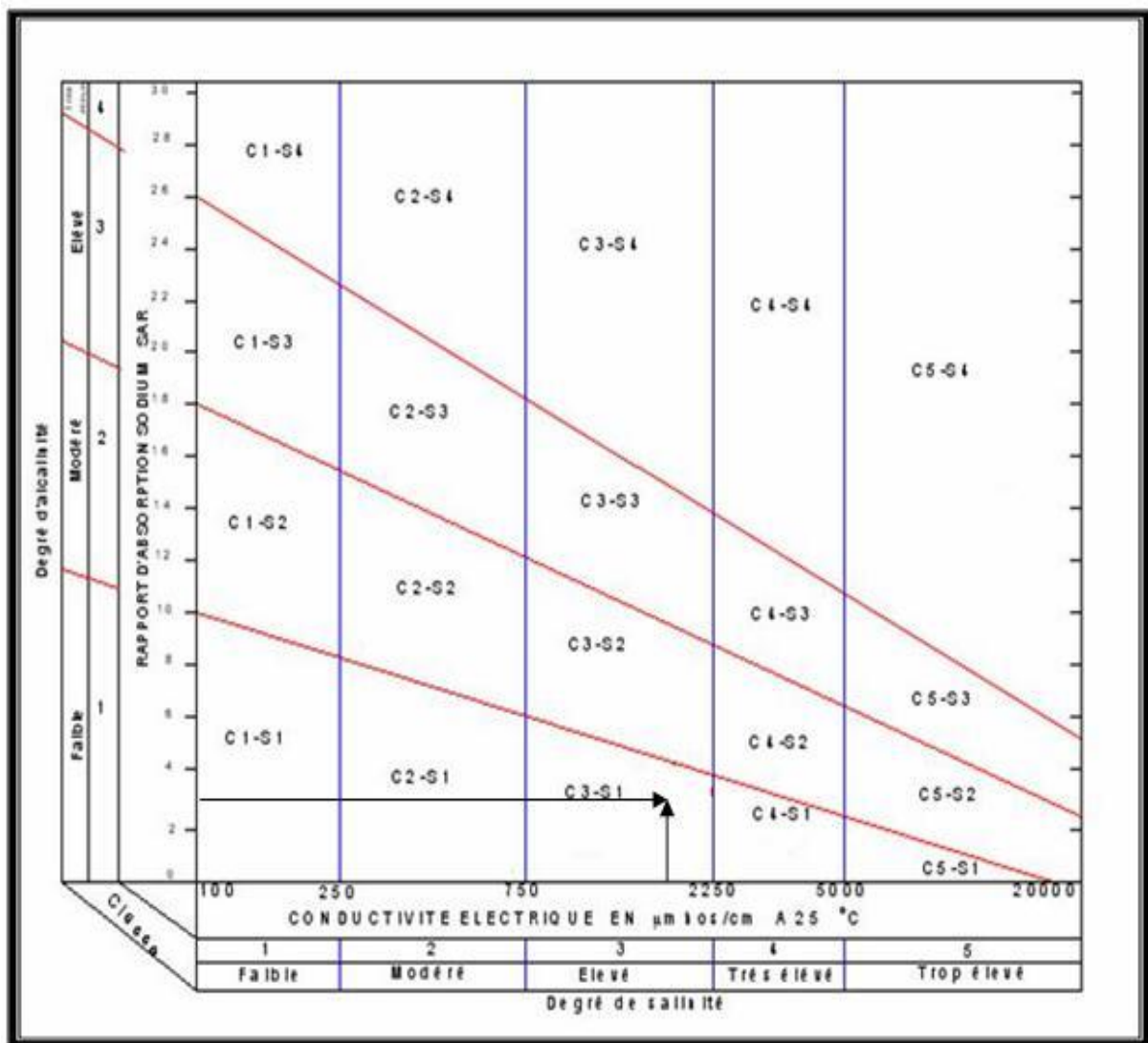


Figure II. 4. Diagramme de classification des eaux d'irrigation

D'après le diagramme, la classification de notre eau d'irrigation est : **C3S1**.

Conclusion

La pédologie de la zone d'étude est dominée par les sols peu évolués, d'une texture argileuse fine. La région connaît des pentes faibles.

La détermination des paramètres de qualité d'eau est importante, même cruciale pour la conservation des cultures, ainsi que le sol. Notre eau est de la classe C3S1, d'une alcalinité faible et une salinité élevée, mais ça reste une eau de bonne qualité et peut être utilisée pour l'irrigation.

Les cultures dominantes dans notre région d'étude sont les cultures maraîchères, céréalières et fourragères, les cultures industrielles et quelques cultures arbustives (les cultures doivent être très tolérantes à la salinité).

En fonction de la topologie des sols et de leurs caractéristiques pédologiques (profondeur, texture, structure, inclusions calcaire actif...etc.) ainsi que les caractéristiques hydrodynamiques, il est recommandé d'utiliser des systèmes d'irrigation par aspersion ou localisé (goutte à goutte), puisqu'il s'agit de sols lourds.

*Chapitre 3 : Etude hydrologique et calcul des besoins en eau
des cultures*

Introduction

Dans ce chapitre, notre étude va se concentrer sur l'hydrologie de notre région. Le but principal de l'étude hydrologique est de déterminer les caractéristiques des pluies d'une fréquence donnée (80%), en commençant par la vérification de l'homogénéité de notre série pluviométrique, en passant après à l'ajustement de cette dernière, et en terminant avec le test d'adéquation. Les résultats de notre étude nous conduiront et aidera à achever l'étape suivante qui est le calcul des besoins en eau des cultures qu'on opte à avoir dans notre zone d'étude.

III.1 Etude hydrologique

III.1.1 Choix de la station pluviométrique

La station pluviométrique de Bir Drimil est la mieux adapté à représenter notre périmètre :

Tableau III. 1. Caractéristique de la station

Nom de la station	Code	Coordonnées		Altitude (m)	Période d'observation	Nbre d'années d'observer
		X (km)	Y (km)			
Bir Drimil	11-14-05	835,3	311,1	854	1986-2012	26

III.1.2 Série de précipitation moyenne mensuelle

Dans le tableau ci-après se trouve la série pluviométrique enregistrée par la station de notre choix pour la période comprise entre 1986 et 2012 :

CHAPITRE III
ETUDE HYDROLOGIQUE ET CALCUL DES BESOINS EN EAU DES CULTURES

Tableau III. 2. Répartition mensuelle des précipitations (mm)

Année	janv.	fév.	mars	avril	mai	Juin	juil.	aout	sept	oct.	nov.	déc.	annuel
1986	99,9	32,3	90,5	29,6	9,5	23,8	3,3	5,6	37,7	43,1	78,9	108,3	562,5
1987	45,5	129,8	86,1	21,7	43,3	2,7	25,0	7,9	3,1	53,7	36,5	14,7	470,0
1988	66,8	47,1	64,0	37,7	41,2	56,6	14,3	2,6	31,9	4,1	17,7	130,0	514,0
1989	31,0	44,3	48,9	50,8	31,2	22,4	25,8	26,5	21,6	45,5	15,5	7,8	371,3
1990	56,0	0,0	23,3	33,9	26,2	12,4	1,8	26,3	21,3	9,5	115,4	99,9	426,0
1991	20,9	67,1	93,7	59,3	81,0	8,5	3,1	1,5	43,7	88,3	22,7	21,0	510,8
1992	52,9	33,2	49,5	134,5	97,3	9,5	17,3	10,3	20,6	22,9	116,1	192,7	756,8
1993	49,5	57,7	25,5	12,4	52,8	14,9	2,0	4,8	22,1	11,9	21,6	126,6	401,8
1994	68,1	86,4	36,3	78,8	6,0	0,0	0,3	2,0	28,8	90,6	24,0	49,9	471,2
1995	216,1	17,5	86,1	30,1	5,9	52,4	0,0	1,2	46,3	8,3	42,5	28,4	534,8
1996	88,1	180,6	54,3	66,8	62,3	42,7	20,5	6,3	15,4	10,0	26,2	47,3	620,5
1997	33,1	22,4	59,0	57,7	18,0	33,2	1,2	17,2	38,9	50,2	110,2	65,8	506,9
1998	36,4	52,7	37,4	70,8	49,6	18,3	0,0	8,9	75,2	32,6	135,3	53,1	570,3
1999	73,7	42,1	57,6	31,7	10,5	20,4	3,3	7,7	58,7	35,7	79,2	93,6	514,2
2000	17,4	19,1	14,3	32,9	84,4	43,6	0,0	15,7	18,4	38,3	31,7	57,7	373,5
2001	123,4	44,7	17,6	38,3	52,9	0,0	0,2	10,4	79,2	48,3	28,5	20,0	463,5
2002	23,5	53,3	18,2	31,8	17,0	4,5	19,4	24,0	22,3	26,8	134,7	109,7	485,2
2003	231,2	50,2	31,7	120,1	44,4	1,2	2,4	11,1	61,5	46,0	19,8	148,0	767,6
2004	87,2	11,5	66,4	47,5	66,2	29,7	0,6	12,9	24,5	30,4	142,9	181,2	701,0
2005	46,0	55,8	28,7	61,4	6,8	13,9	7,9	6,8	14,4	2,1	18,6	63,1	325,5
2006	78,9	50,3	33,4	14,7	83,8	3,6	0,9	18,6	26,2	10,0	19,1	118,8	458,3
2007	14,2	28,9	117,8	66,2	26,1	13,6	4,3	2,4	59,9	39,1	23,8	84,4	480,7
2008	9,9	8,7	72,6	23,1	58,2	5,8	11,3	33,9	38,8	21,0	37,6	27,0	347,9
2009	76,4	48,6	81,1	113,3	43,4	0,0	2,0	37,5	103,9	49,4	24,9	47,1	627,6
2010	74,0	30,5	46,9	67,2	50,0	16,5	2,0	8,0	37,3	48,1	76,4	33,7	490,6
2011	8,0	174,5	65,4	66,4	40,6	24,2	7,0	5,2	13,4	87,0	26,8	53,3	571,8
2012	34,6	104,6	52,0	68,4	19,5	6,2	1,8	10,5	36,2	33,4	29,4	19,0	415,6
Moyennes	65,3	55,3	54,0	54,3	41,8	17,8	6,6	12,1	37,1	36,5	53,9	74,2	508,9

III.1.3 Test d'homogénéité des données pluviométriques

Pour vérifier l'homogénéité de notre série pluviométrique, le test de Mood ou aussi appelé test de la médiane est notre choix.

« Soit un échantillon $x_1, x_2, x_3 \dots x_n$; déterminons sa médiane M après avoir classé l'échantillon par ordre croissant.

La médiane M est une constante de telle sorte que 50% des x_i lui soient inférieures et 50% des x_i lui soient supérieures.

Remplaçons donc la série des valeurs non classées par une suite de signe :

+ pour les $x_i > M$

- pour les $x_i < M$

Calculons les quantités N_s et T_s avec :

N_s : nombre total de série de + ou de -

T_s : Taille de la plus grande série de + ou de -

N_s suit approximativement une loi normale de moyenne $\frac{N+2}{2}$ et de variance $\frac{1}{4} (N - 1)$ et T_s suit une loi binomiale. Ceci a permis d'établir que pour un seuil de signification compris entre 91% et 95%, les conditions du test sont les suivantes :

$$N_s > \frac{1}{2} (N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N + 1})$$

$$T_s < 3.3 (\log_{10} N + 1)$$

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

Si les conditions du test sont vérifiées, on conclut que la série à étudier est homogène au seuil de signification $1 - \alpha$. »⁴

Pour notre cas :

CHAPITRE III
ETUDE HYDROLOGIQUE ET CALCUL DES BESOINS EN EAU DES CULTURES

Tableau III. 3. Test d'homogénéité de Mood

N°	Pluie moyenne annuelle	Tri	Pluie moyenne annuelle	Signe
1	562,5	325,5	562,5	+
2	470	347,9	470	-
3	514	371,3	514	+
4	371,3	373,5	371,3	-
5	426	401,8	426	-
6	510,8	415,6	510,8	+
7	756,8	426	756,8	+
8	401,8	458,3	401,8	-
9	471,2	463,5	471,2	-
10	534,8	470	534,8	+
11	620,5	471,2	620,5	+
12	506,9	480,7	506,9	+
13	570,3	485,2	570,3	+
14	514,2	490,6	514,2	+
15	373,5	506,9	373,5	-
16	463,5	510,8	463,5	-
17	485,2	514	485,2	-
18	767,6	514,2	767,6	+
19	701	534,8	701	+
20	325,5	562,5	325,5	-
21	458,3	570,3	458,3	-
22	480,7	571,8	480,7	-
23	347,9	620,5	347,9	-
24	627,6	627,6	627,6	+
25	490,6	701	490,6	
26	571,8	756,8	571,8	+
27	415,6	767,6	415,6	-

Donc :

- M = 490,6
- N = 26
- N_s = 13 ; T_s = 5

CHAPITRE III
ETUDE HYDROLOGIQUE ET CALCUL DES BESOINS EN EAU DES CULTURES

Pour déterminer $\mu_{1-\frac{\alpha}{2}}$, on se réfère à la table de la variable réduite de Gauss.

-Pour $\alpha = 5\%$: $1-\frac{\alpha}{2} = 0,975$;

X	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8313	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9279	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9898	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,0	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990
3,1	0,9990	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
3,2	0,9993	0,9993	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995
3,3	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
3,4	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9998
3,5	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998

Table pour les grandes valeurs de x :

x	3	3,2	3,4	3,6	3,8	4	4,2	4,4	4,6	4,8
F(x)	0,99865033	0,99931280	0,99965302	0,99984055	0,99992763	0,99996531	0,99998665	0,99999458	0,99999789	0,99999921

Figure III. 1. Table de la variable réduite de Gauss

De la table : $\mu_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1,96$

$$N_s = 13 > \frac{1}{2} (N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N + 1}) = 8,4$$

$$T_s = 5 < 3.3 (\log_{10} N + 1) = 7,97$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la série est homogène.

III.1.4 Ajustement statistique de la série pluviométrique

Pour notre série, l'ajustement sera fait à la loi de Laplace-Gauss (Normale) et à la loi de Galton (log- Normale) car ils sont les lois les plus utilisées pour les pluies annuelles et qui donnent le meilleur ajustement.

« Quel que soit la loi théorique d'ajustement à un échantillon, le procédé de calcul est toujours le même. Il consiste à :

- classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au no dépassement.
- affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;
- calculer la fréquence expérimentale par une formule empirique (Hazen) ;
- calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon à savoir : moyenne, écart-type ou coefficient de variation, coefficient d'asymétrie s'il existe....
- reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi
- tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;
- lire ou calculer la valeur extrême (quantile), c'est à dire la valeur correspondante à une probabilité donnée ;
- tester l'adéquation de la loi d'ajustement
- calculer l'intervalle de confiance en général à 95% sur les caractéristiques empiriques de l'échantillon et sur le ou les valeurs extrêmes. »⁴

PS : Tous les calculs se feront en utilisant le logiciel **HYFRAN**

III.1.4.1. Ajustement de la série à la loi de Laplace-Gauss (Normale)

C'est une loi de probabilité absolument continue qui dépend de deux paramètres : son espérance μ , aussi appelée variable réduite de Gauss, et son écart type σ .

Les caractéristiques empiriques de la loi sont :

- La moyenne : $\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_i^n x_i = 508,89 \text{ mm}$
- L'écart-type : $\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_i^n (x_i - \bar{x})^2} = 113,73$

Les quantiles peuvent être déterminés graphiquement ou analytiquement par l'équation de la droite de Henry :

$$x_{p\%} = \bar{x} + \mu_{p\%} \sigma$$

Avec :

- $x_{p\%}$: précipitation de probabilité P%
- $\mu_{p\%}$: variable réduite de Gauss de probabilité P%

Du logiciel Hyfran, on a :

- le graphique

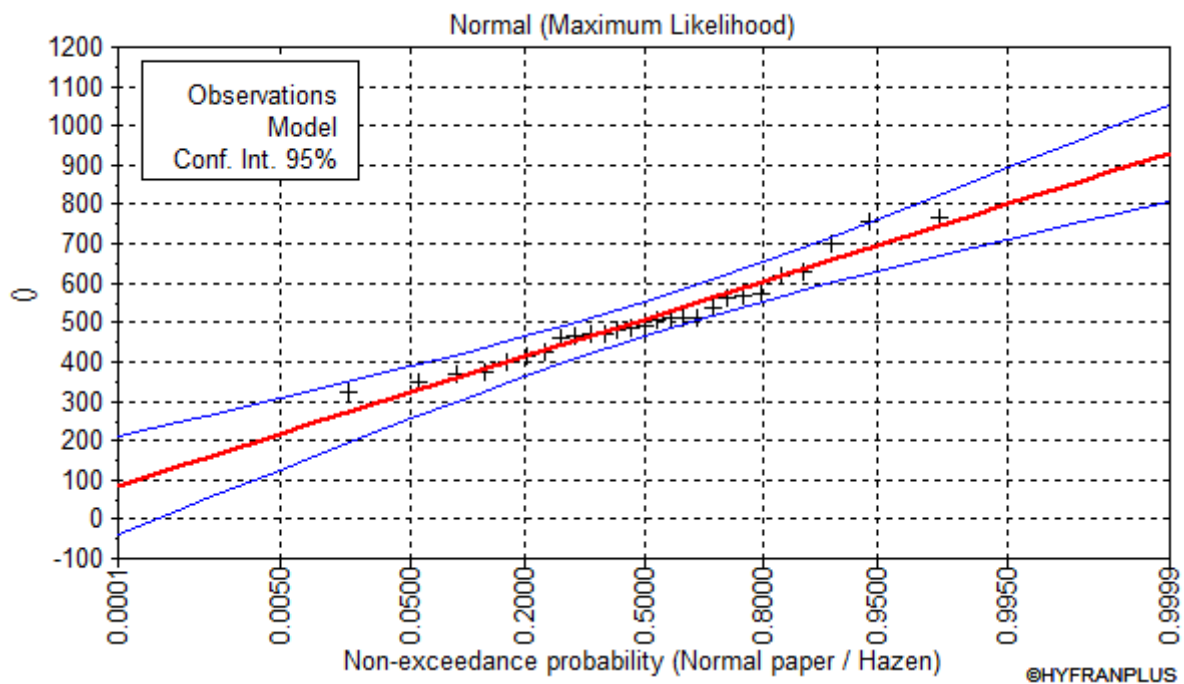


Figure III. 2. Graphique de l'ajustement à la loi de Gauss

Tableau III. 4. Résultats des calculs de l'ajustement à la loi de Gauss

T = 1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)		
T	Q	XT	Intervalle de confiance (95%)
5	0,8	604,58	554,40 – 654,76
2	0,5	508,89	465,98 – 551,79
1,25	0,2	413,19	363,01 – 463,37

III.1.4.2. Ajustement de la série à la loi de Galton (Log-Normale) :

La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables. Elle dépend de deux paramètres aussi, l'espérance μ (variable réduite) et l'écart-type σ .

Les caractéristiques empiriques de la loi sont :

- Moyenne de la série des logarithmes : $\overline{\ln x} = \frac{1}{n} \sum_i^n \ln x_i = 6,21$
- L'écart-type de la série des logarithmes :

$$\sigma_{\ln x} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_i^n (\ln x_i - \overline{\ln x})^2} = 0,22$$

Les quantiles peuvent être déterminés graphiquement sur la droite de Galton suivant l'équation :

$$\ln x = \overline{\ln x} + \mu \sigma_{\ln x}$$

Ou analytiquement par l'équation :

$$X_{P\%} = e^{\ln x} = e^{\overline{\ln x} + \mu_{P\%} \sigma_{\ln x}}$$

Avec :

- $x_{P\%}$: précipitation de probabilité P%
- $\mu_{P\%}$: variable réduite de probabilité P%

Du logiciel Hyfran, on a :

- le graphique

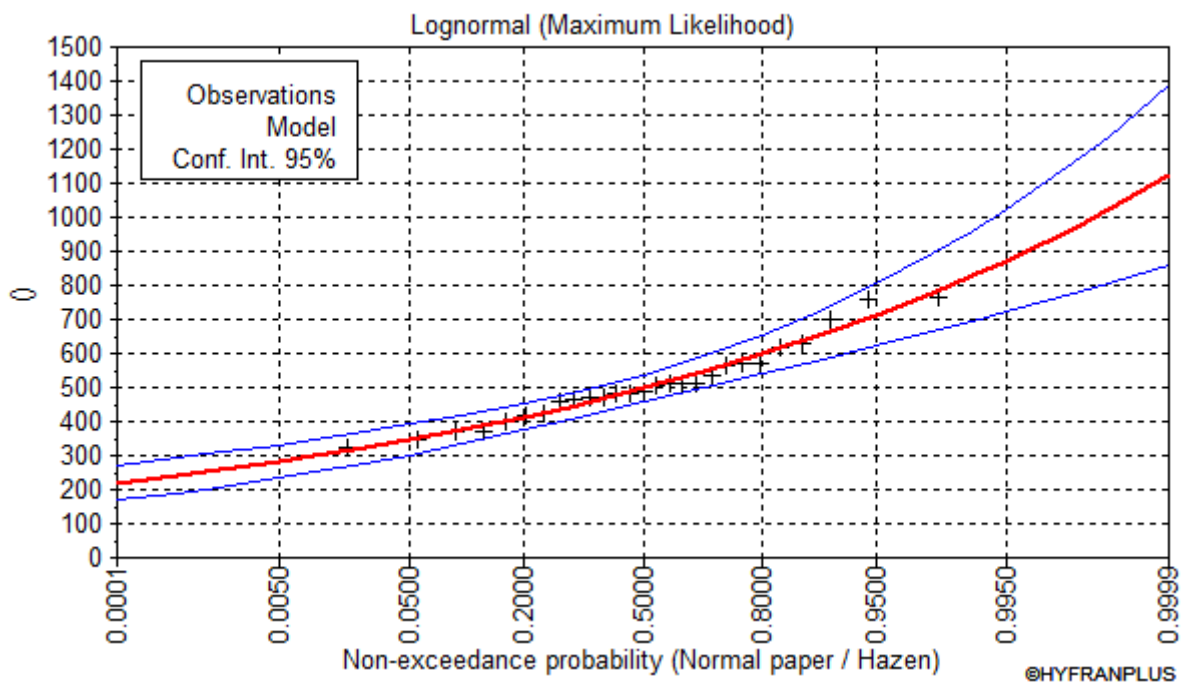


Figure III. 3. Graphique de l'ajustement à la loi de Galton

Tableau III. 5. Résultats des calculs de l'ajustement à la loi de Galton

$T = 1/q$	$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)		
T	Q	XT	Intervalle de confiance (95%)
5	0,8	597,66	539,99 – 655,33
2	0,5	497,20	456,17 – 538,23
1,25	0,2	413,62	373,71 – 453,54

III.1.5 Test d'adéquation de l'ajustement

Pour cela, nous allons employer le test du Khi carré (χ^2).

« Comme critère de comparaison, la variable χ^2 est utilisée pour un risque $\alpha=5\%$ et un nombre de degré de liberté $\gamma = K - 1 - m$, avec :

- K = nombre de classes
- m = nombre de paramètres de la loi

$$\chi^2_{\text{cal}} = \sum_i^k \frac{(n_i - \mu_i)^2}{\mu_i}$$

Où :

- n_i : nombre d'observations contenues dans la classe i
- μ_i : nombre d'observations théoriques calculés dans la classe i . Ce nombre doit être supérieur ou égal à 5.
- χ^2 est une variable aléatoire qui peut varier de 0 à ∞ .

On pose l'hypothèse nulle H_0 : Est que la loi de distribution de fréquence théorique P ajuste la courbe ou droite expérimentale F ?

$$H_0: P=F \text{ contre } H_1: P \neq F$$

Pour que $P=F$ soit vérifiée, il faut que :

$$\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}} \quad \text{soit} \quad \sum_i^k \frac{(n_i - \mu_i)^2}{\mu_i} < \chi^2_{(1-\alpha)}$$

Une autre interprétation du $\chi^2_{\text{calculée}}$ peut être faite :

- Si $\chi^2_{\text{calculée}} = 0$, c'est-à-dire si le nombre de valeurs observées est égal au nombre de valeurs théoriques, l'ajustement est parfait et la loi théorique suit exactement la répartition des fréquences.
- Si $P(\chi^2_{\text{calculée}}) > 5\%$, l'ajustement est à considérer
- Si $P(\chi^2_{\text{calculée}}) < 1\%$, l'ajustement est à rejeter, la loi considérée n'est pas adéquate.
- Si $1\% < P(\chi^2_{\text{calculée}}) < 5\%$ on ne peut rien conclure, il faut refaire le calcul en modifiant le nombre de classes. »⁴

Du logiciel Hyfran :

Tableau III. 6. Test d'adéquation des deux ajustements

Loi normale	Loi log-normale
$\chi^2_{\text{calculée}} = 2.81$	$\chi^2_{\text{calculée}} = 3.85$
Degrés de liberté =4	

CHAPITRE III
ETUDE HYDROLOGIQUE ET CALCUL DES BESOINS EN EAU DES CULTURES

De la table du χ^2 on a : Pour $\alpha=5\%$

$\gamma \backslash \alpha$	0.995	0.99	0.975	0.95	0.9	0.1	0.05	0.025	0.01	0.005
1	0.000	0.000	0.001	0.004	0.016	2.706	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.010	0.020	0.051	0.103	0.211	4.605	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.072	0.115	0.216	0.352	0.584	6.251	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	1.064	7.779	9.488	11.143	13.277	14.86
5	0.412	0.554	0.831	1.145	1.61	9.236	11.07	12.833	15.086	16.75
6	0.676	0.872	1.237	1.635	2.204	10.645	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.69	2.167	2.833	12.017	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.18	2.733	3.49	13.362	15.507	17.535	20.09	21.955
9	1.735	2.088	2.7	3.325	4.168	14.684	16.919	19.023	21.666	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.94	4.865	15.987	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	5.578	17.275	19.675	21.92	24.725	26.757
12	3.074	3.571	4.404	5.226	6.304	18.549	21.026	23.337	26.217	28.3
13	3.565	4.107	5.009	5.892	7.042	19.812	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.66	5.629	6.571	7.79	21.064	23.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.262	7.261	8.547	22.307	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	9.312	23.542	26.296	28.845	32.0	34.267
17	5.697	6.408	7.564	8.672	10.085	24.769	27.587	30.191	33.409	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.39	10.865	25.989	28.869	31.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	11.651	27.204	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.26	9.591	10.851	12.443	28.412	31.41	34.17	37.566	39.997

Figure III. 4. Table du χ^2

La valeur de $\chi^2_{\text{théorique}}$:

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 9,488$$

Donc, les deux ajustements sont adéquats.

III.1.6 Critères de choix d'une loi

« Cependant, une question délicate se pose : Quelle loi choisir lorsque plusieurs d'entre elles sont adéquates ? Devant un tel problème, les critères de choix pouvant être retenus sont :

- A qualité égale, la loi qui a le moins de paramètres est à retenir
- A qualité égale et nombre de paramètres égal, il faut comparer les estimations des 2 lois. Si ces estimations sont voisines, il faut retenir la plus simple ; si elles sont nettement différentes, il faut prendre une nouvelle loi quitte à prendre un paramètre supplémentaire. »⁴

Pour notre cas, la qualité et le nombre de paramètres des deux lois sont égal et leurs estimations sont voisines donc on choisit la plus simple qui la loi de Gauss ou loi Normale.

III.2 Calcul des besoins en eau des cultures

III.2.1 Détermination de l'année de calcul ⁵

En se basant sur notre choix de la loi d'ajustement, nous allons calculer les pluies mensuelles moyennes pour l'année sèche de fréquence 80%. Pour cela, l'équation suivante est utilisée :

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

On a :

- P théorique (80%) annuelle= 413,19 mm
- P théorique (50%) annuelle= 508,89 mm

Les résultats de calcul sont dans le tableau suivant :

Tableau III. 7. Pluies moyennes mensuelles pour l'année sèche (P80%)

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
P _{moy} (mm)	65,29	55,33	54,01	54,34	41,78	17,80	6,58	12,07	37,09	36,53	53,93	74,15
P _{moy(80%)} (mm)	53,01	44,92	43,85	44,12	33,92	14,45	5,34	9,80	30,11	29,66	43,78	60,21

III.2.2 Calcul de l'évapotranspiration de référence (ET₀)

ET₀ est l'évapotranspiration maximale d'un gazon ras couvrant complètement le sol, bien alimenté en eau, en phase active de croissance et situé au sein d'une parcelle suffisamment étendue (Perrier, 1977). Il existe plusieurs méthodes pour estimer la valeur d'ET₀, les plus utilisées sont :

- Formule de Turc (1960)
- Formule de Thornthweite (1948, 1955)
- Formule de Blaney-Criddle (1959)
- Formule de Penman ou formule dite du bilan d'énergie (1948)
- Formule de Priestley-Taylor (1972)
- Méthode de Doorenbos et Pruitt (1977) dans le cadre de L'Organisation des Nations unies pour l'alimentation et l'agriculture(FAO)

Etant la formule de Penman-Monteith la plus utilisée et considérée comme le modèle offrant « les meilleurs résultats et le minimum d'erreurs » selon la FAO et présentant des résultats « exacts et constants » pour les climats tempérés, humides et arides, Alors notre choix serait la formule de Penman.

Formule de Penman 1948 :

La méthode utilisée pour calculer les valeurs de l'évapotranspiration de référence ET₀ est celle qui est exposée dans les bulletins FAO série « irrigation et drainage N° 24 des besoins en eau des cultures ». ⁶

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

Cette méthode comprend deux paramètres, à savoir le facteur climatique (rayonnement) et le facteur aérodynamique (vent et humidité).

Où :

ET₀ (mm/jour) : représente l'évapotranspiration de la culture de référence.

W x R_n : Paramètre de rayonnement.

(1-W) x f (u) x (ea – ed) : Paramètre d'aérodynamique.

Calcul des besoins en eau en utilisant les données climatologiques citées dans le premier chapitre et la formule de Penman-Monteith 1965 modifiée :

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

Avec :

ET₀ : Evapotranspiration de référence en mm/jour

R_n : Rayonnement net à la surface de la culture en MJ/m²/jour

G : Densité de flux de chaleur dans le sol en MJ/m²/jour

T : Température journalière moyenne de l'air à une hauteur de 2m en °c

u₂ : Vitesse du vent à une hauteur de 2m du sol en m/s

e_s : Pression de vapeur saturante en kPa

e_a : Pression de vapeur réelle en kPa

e_s-e_a : Déficit de pression de vapeur saturante en kPa

Δ : Pente de la courbe de pression de vapeur saturante pour la température T en kPa/°c

g : Constante psychrométrique kPa/°c

Cste = 900 ; coefficient pour la culture de référence kg.K/kj

Les calculs ont été faits à l'aide du logiciel **CROPWAT**

Month	Min Temp °C	Max Temp °C	Humidity %	Wind m/s	Sunshine hours	Radiation MJ/m ² /day	ET ₀ mm/day
January	2.4	12.1	79	2.5	5.1	8.9	1.30
February	2.7	13.1	77	2.7	5.9	11.8	1.79
March	4.8	16.3	74	2.6	6.9	15.7	2.60
April	7.0	19.2	72	2.7	7.7	19.5	3.51
May	10.9	24.9	67	2.3	9.1	23.0	4.75
June	15.2	30.6	56	2.4	10.4	25.4	6.25
July	18.3	34.4	49	2.4	11.2	26.3	7.08
August	18.7	34.5	51	2.2	10.0	23.3	6.31
September	15.6	29.0	63	2.2	8.2	18.3	4.42
October	11.8	24.1	69	2.1	6.9	13.8	2.93
November	6.8	17.2	75	2.5	5.7	9.9	1.80
December	3.7	13.0	79	2.6	4.9	8.1	1.27
Average	9.8	22.4	68	2.4	7.7	17.0	3.67

Figure III. 5. Calcul de l'ET₀ mensuelle avec la formule de Penman-Monteith modifiée.

III.2.3 Calcul de l'évapotranspiration maximale (ET₀) :

C'est la quantité d'eau maximale évaporée par l'ensemble sol-culture à un stade végétatif donné. Elle correspond au besoin de la culture. Elle est estimée à partir de l'ET₀ en utilisant des coefficients culturaux (K_c) :

$$ETM = K_c \times ET_0$$

Il est important de noter que les valeurs de K_c dépendent des stades du développement de la culture, ainsi que le climat.

III.2.4 Calcul de la pluie efficace

C'est la pluie totale moins le ruissellement, moins l'évaporation et moins la percolation profonde, elle contribue à reconstituer la réserve du sol en eau utilisable par les plantes cultivées.

La formule qu'on utilisera est la suivante :

$$P_{\text{eff}} = P_{p\%} \times 0.8$$

Avec :

P_{eff} : pluie efficace en mm

P_{p%} : pluie moyenne de probabilité P% en mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 8. Pluies efficace moyenne mensuelle (mm)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Annuelle
P80%(mm)	53,01	44,92	43,85	44,12	33,92	14,45	5,34	9,80	30,11	29,66	43,78	60,21	413,19
Peff(mm)	42,41	35,94	35,08	35,29	27,14	11,56	4,28	7,84	24,09	23,73	35,03	48,17	330,55

III.2.5 Calcul du bilan hydrique

Pour un mois donné, le bilan hydrique des cultures peut s'exprimer comme suit :

$$B_{ir} = ETM_i - (P_{eff} + R_{S_{i-1}})$$

Où :

B_{ir} : besoins en eau d'irrigation nécessaire pour satisfaire la demande des cultures

ETM_i : évapotranspiration maximale de la culture (mm)

P_{eff} : pluie efficace (mm)

$R_{S_{i-1}}$:= Reserve en eau restante du mois (i-1) (mm)

L'irrigation est faite lorsque $B > 0$

III.2.6 Estimation de la réserve en eau du sol

C'est la réserve d'eau exploitable par les plantes (Lambert, 1996), emmagasiné entre le point de rétention et le point de flétrissement par la tranche de sol égale à la tranche de sol explorée par les racines (Poirée, Ollier, 1962).⁷

$$RU = (H_{cc} - H_{pf}) * D_a * Z$$

H_{cc} : Capacité au champ (humidité) %

H_{pf} : Humidité au point de flétrissement %

Z : Profondeur racinaire (mm)

D_a : Densité apparente

On essaye de maintenir la plante dans l'humidité à la réserve facilement utilisable (RFU) ; celle que les plantes peuvent facilement utiliser par leur tension osmotique sans avoir à freiner l'évapotranspiration (Lambert, 1996). La réserve facilement utilisable (RFU) est en pratique 1/2 à 2/3 de la réserve utile (Poirée, Ollier, 1962)⁷ :

$$RFU = Y * RU$$

Avec :

Y : Degré de tarissement (1/3 ; 2/3)

CHAPITRE III
ETUDE HYDROLOGIQUE ET CALCUL DES BESOINS EN EAU DES CULTURES

Tableau III. 11. Blé

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
P_{eff}	42,41	35,94	35,08	35,29	27,14	11,56	4,28	7,84	24,09	23,73	35,03	48,17
ET_0	40,30	51,91	80,60	105,30	147,25	187,50	219,48	195,61	132,60	74,09	54,00	39,37
K_c	0,80	1,05	1,20	0,75	0,65	0,25	0	0	0	0	0,40	0,70
ETM	32,24	54,51	96,72	78,98	95,71	46,88	0	0	0	0	21,60	27,56
Z	0,50	0,50	0,70	0,70	0,70	0,70	0	0	0	0	0,30	0,50
RFU_{th}	56,33	56,33	78,87	78,87	78,87	78,87	0	0	0	0	56,33	56,33
R_{i01}	28,89	28,89	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B_{net}	0	0	61,64	43,69	68,57	35,32	0	0	0	0	0	0

Tableau III. 12. Pomme de terre

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
P_{eff}	42,41	35,94	35,08	35,29	27,14	11,56	4,28	7,84	24,09	23,73	35,03	48,17
ET_0	40,30	51,91	80,60	105,30	147,25	187,50	219,48	195,61	132,60	74,09	54,00	39,37
K_c	0	0,50	0,80	1,20	0,85	0,70	0	0	0	0	0	0
ETM	0	25,96	64,48	126,36	125,16	131,25	0	0	0	0	0	0
Z	0	0,30	0,60	0,60	0,60	0,60	0	0	0	0	0	0
RFU_{th}	0	33,8	67,6	67,6	67,6	67,6	0	0	0	0	0	0
R_{i01}	0	17,33	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B_{net}	0	0	29,40	91,07	98,02	119,69	0	0	0	0	0	0

CHAPITRE III
ETUDE HYDROLOGIQUE ET CALCUL DES BESOINS EN EAU DES CULTURES

Tableau III. 13. Petit pois

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
P_{eff}	42,41	35,94	35,08	35,29	27,14	11,56	4,28	7,84	24,09	23,73	35,03	48,17
ET₀	40,30	51,91	80,60	105,30	147,25	187,50	219,48	195,61	132,60	74,09	54,00	39,37
K_c	0,80	1,20	0,95	0,50	0	0	0	0	0	0	0	0,50
ETM	32,24	62,29	76,57	52,65	0	0	0	0	0	0	0	19,69
Z	0,90	0,90	0,90	0,90	0	0	0	0	0	0	0	0,30
RFU_{th}	101,4	101,4	101,4	101,4	0	0	0	0	0	0	0	33,8
R_{i01}	52,00	52,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B_{net}	0	0	41,49	17,36	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau III. 14. Pommier et poirier

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
P_{eff}	42,41	35,94	35,08	35,29	27,14	11,56	4,28	7,84	24,09	23,73	35,03	48,17
ET₀	40,30	51,91	80,60	105,30	147,25	187,50	219,48	195,61	132,60	74,09	54,00	39,37
K_c	0,50	0,50	0,60	0,65	0,85	0,85	0,95	0,95	0,80	0,80	0,70	0,70
ETM	20,15	25,96	48,36	68,45	125,16	159,38	208,51	185,83	106,08	59,27	37,80	27,56
Z	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
RFU_{th}	135,20	135,20	135,20	135,20	135,20	135,20	135,20	135,20	135,20	135,20	135,20	135,20
R_{i01}	104,00	104,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B_{net}	0	0	13,28	33,16	98,02	147,82	204,23	177,99	81,99	35,54	2,77	0

CHAPITRE III
ETUDE HYDROLOGIQUE ET CALCUL DES BESOINS EN EAU DES CULTURES

Tableau III. 15. Abricotier

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
P_{eff}	42.41	35.94	35.08	35.29	27.14	11.56	4.28	7.84	24.09	23.73	35.03	48.17
ET_0	40.30	51.91	80.60	105.30	147.25	187.50	219.48	195.61	132.60	74.09	54.00	39.37
K_c	0.9	0.9	0.7	0.7	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.65	0.8	0.8
ETM	36.27	46.72	56.42	73.71	95.71	121.88	142.66	107.59	72.93	48.16	43.20	31.50
Z	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
RFU_{th}	169.00	169.00	169.00	169.00	169.00	169.00	169.00	169.00	169.00	169.00	169.00	169.00
R_{i01}	84.50	84.50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B_{net}	0	0	21.34	38.42	68.57	110.32	138.38	99.75	48.84	24.43	8.17	0

III.2.9 Besoins totaux

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 16. Besoins nets mensuelle totaux

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Blé	0	0	61.64	43.69	68.57	35.32	0	0	0	0	0	0
P.D.T	0	0	29.4	91.07	98.02	119.69	0	0	0	0	0	0
Petit pois	0	0	41.49	17.36	0	0	0	0	0	0	0	0
Abricotier	0	0	21.34	38.42	68.57	110.32	138.38	99.75	48.84	24.43	8.17	0
Pommier	0	0	13.28	33.16	98.02	147.82	204.23	177.99	81.99	35.54	2.77	0
Poirier	0	0	13.28	33.16	98.02	147.82	204.23	177.99	81.99	35.54	2.77	0
Total (mm)	0	0	180.43	256.86	431.20	560.97	546.84	455.73	212.82	95.51	13.71	0

III.2.10 Calcul des débits fictif continus

Les débits fictifs continus de chaque culture sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 17. Débit fictif continu de chaque culture

Culture	Besoin net du mois de pointe (mm)	Besoin brute du mois de pointe (mm)	Besoin brute du mois de pointe (m ³ /ha)	Débit fictif continue (l/s/ha)
Blé	68,57	91,43	914,3	0,341
Pomme de terre sais	119,69	159,59	1595,9	0,616
Petits pois	41,49	55,32	553,2	0,207
Abricotier	138,38	184,51	1845,07	0,689
Pommier	204,23	272,31	2723,1	1,017
Poirier	204,23	272,31	2723,1	1,017

III.2.11 Calcul de débit spécifique :

Le débit spécifique est donné par la formule suivante :

$$q_s = \frac{B_{net} * 10 * 1000}{N_j * N_i * 3600 * E_i} \quad (l/s/ha)$$

Avec :

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

N_i : nombre des heures d'irrigation = 24h ;

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

E_i : Efficience d'irrigation = 75%

Le débit mensuel du mois de pointe est :

$$B_{net} = 560.97 \text{ mm}$$

Donc :

$$q_s = \frac{560.97 * 10 * 1000}{30 * 24 * 3600 * 0,75}$$

$$q_s = 2,88 \text{ l/s/ha} > 1,5 \text{ l/s/ha}$$

On prend le débit spécifique qui correspond à la culture la plus exigeante car le débit spécifique estimé est supérieur à 1,5, ce qui peut causer un surdimensionnement du réseau.

$$q_s = \text{débit fictif continu max}$$

$$q_s = \mathbf{1,017 \text{ l/s/ha}}$$

III.2.12 Calcul de débit caractéristique :

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_c = q_s * S_T$$

Où :

q_s : Débit spécifique l/s/ha

S_T : surface totale

$$Q_c = 364,493 \text{ l/s}$$

$$Q_c = \mathbf{31492,2 \text{ m}^3/\text{jour}}$$

III.2.13 Calcul de la fraction de lessivage

Pour les sols salés, ou dans le cas où l'eau d'irrigation présente une salinité pouvant affecter les cultures, on ajoute une fraction de lessivage aux besoins d'irrigation, cette dose est estimée comme suit (Rhoads et Merrill, 1976)⁸ :

$$L_r = \frac{C_{eiw}}{5 * C_{ees} - C_{eiw}}$$

Avec :

L_r : Fraction de lessivage

C_{eiw} : Conductivité électrique des eaux d'irrigation ($C_{eiw} = 2,06$ mmho/cm)

C_{ees} : Conductivité électrique de l'eau du sol (pâte saturée), (5,7 mmho/cm)

$$L_r = 7,8 \%$$

III.2.14 Calcul du volume total :

C'est le volume total qu'il faut apporter durant tout le cycle végétatif de la plante la plus exigeante :

$$V_T = (B_{brute} + B_{brute} * L_r / 100) * 10 * N_{mois\ du\ cycle} * S_T$$

Avec :

B_{brute} : le besoin brute de la culture la plus exigeante en mm (272,31)

$N_{mois\ du\ cycle}$: Nombre de mois du cycle végétatif (12 mois)

L_r : Fraction de lessivage en %

$(B_{brute} * L_r / 100)$: Dose de lessivage en mm

S_T : Surface totale en ha (358,4 ha)

$$V_T = 12,625 \text{ Mm}^3/\text{an}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons pu ajuster notre série pluviométrique et déterminer les pluies de l'année sèche de probabilité 80%, ce qui nous a permis par la suite d'estimer les besoins en eau des cultures envisagés en se basant sur les pluies efficaces mensuelles et d'autres paramètres (ET_0 , ETM , K_c ...). Ces derniers sont avérés utiles dans la détermination du mois de pointe qui est : **JUILLET** et le calcul du débit spécifique et le débit caractéristique. Le débit sera fourni par le barrage réservoir d'oued EL-ATHMANIA.

Chapitre 4 : Dimensionnement de l'adduction et distribution

Introduction

Le but de ce chapitre consiste à dimensionner, implanter et vérifier le tracé de des conduites d'adduction et de distribution de telle sorte à assurer le meilleur fonctionnement des réseaux d'irrigations.

IV.1 Organisation du périmètre

Un îlot est un ensemble de parcelles délimité par des éléments du paysage (routes, rivières, forêt, etc.) offrant un découpage stable dans le temps. Le périmètre de notre étude (secteur Sud) est divisé en deux parties. L'organisation du périmètre est faite comme suit :

Tableau IV. 1. Organisation du périmètre

Partie	Partie 1	Partie 2	Total
Nombre d'ilots	14	5	19
Nombre de parcelles	28	9	37
Intervalle de surface	4-37	8-32	4-37

IV.2 Bornes d'irrigation

Pour n'importe quelle mode d'irrigation - par aspersion ou goutte-à-goutte la borne munie de prises d'eau de distribution est un élément de l'équipement hydromécanique au niveau duquel finit le système d'adduction d'eau sur l'îlot d'irrigation (réseau d'adduction et réseau de distribution) et commence l'amenée d'eau directement aux cultures agricoles au moyen de l'équipement d'arrosage des îlots d'irrigation.

Elles sont conçues pour que la majorité des agriculteurs, puissent disposer d'une prise autonome et d'une pression suffisante, pour la pratique des techniques d'irrigation sous pression.

IV.2.1 Positionnement des bornes

La position des bornes résulte du découpage en îlots qui a fait l'objet d'une étude particulière. Les principes généraux sont rappelés ci-après :

- Les bornes pour petites parcelles autonomes et les bornes qui fourniront l'eau à un îlot d'irrigation, qui est constitué de quelques parcelles, seront situées aux limites des parcelles
- Les bornes pour grandes parcelles seront placées, en règle générale, au centre de ces parcelles (une borne ou plusieurs bornes)
- Positionnement dans la mesure du possible des bornes au point haut de l'îlot afin de laisser libre choix à l'exploitant sur son mode d'irrigation.
- Dans le cas du Micro-parcellaire, la desserte de plusieurs parcelles se fera à partir d'une borne à plusieurs tubulures (4 max) pour une surface totale cumulée de 5ha.
- Eviter dans la mesure du possible de desservir un exploitant par plusieurs bornes.
- Les bornes sont positionnées le plus proche de chaque parcelle à desservir afin d'éviter de pénaliser des exploitants par des têtes mortes trop longues

IV.2.2 Rôle de la borne

Chaque borne et même chaque sortie doit assurer toutes les fonctions d'une prise c'est-à-dire, laisser passer ou arrêter le débit, régler le débit, et le limiter au module, régler la pression, assurer le comptage de l'eau livrée, et enfin encaisser les suppressions accidentelles.

IV.2.3 Débit de borne

Pour le calcul plus correcte des débits d'eau requis au niveau des prises d'eau on a utilisé les valeurs des débits fictifs continus pour chaque type de parcelle (c'est-à-dire en fonction de la spéculation des cultures et des surfaces des parcelles).

IV.2.4 Types de borne

Les types des bornes en fonction des débits sont détaillés comme suit :

Tableau IV. 2. Types des bornes en fonction de débit requis

nombre de prise	Débit requis par une prise (m ³ /h)	Type de borne en fonction du débit totale requis (m ³ /h)	
		Q < 35	Q ≥ 35
1 ou 2	Q < 35	82/65	102/65
	Q ≥ 35	/	102/100
3 ou 4	Q < 35	/	104/65
	Q ≥ 35	/	104//100

Remarque :

Ex : Borne 82/65 : admission DN 80 avec 2 sorties DN 65

IV.2.5 Résultats de calcul

Le tableau suivant représente les calculs de débit et le choix de bornes pour toutes les parcelles d'irrigations :

CHAPITRE IV
DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION ET DISTRIBUTION

Tableau IV. 3. Tableau récapitulatif

Type de l'exploitation	N de l'ilot d'irrigation	Surface Totale (ha)	N de la parcelle	Surface de la parcelle (ha)	N de la borne	Débit fictif continu (l/s/ha)	Débit de calcul pour l'exploitation		Débit de l'équipement installé (m³/h)	N de la prise d'eau	Type de la prise d'eau	Nombre des prises d'eau	Débit des bornes ((m³/h))	Type de la borne
							l/s	m³/h						
Pommier	1	11.05	1	5.44	1	1.02	5.53	19.91	20	1	DN65	1	20	82/65
			2	5.61	2	1.02	5.70	20.53	25	2	DN65	1	25	82/65
Pomme de terre	2	18.96	3	1.87	3	0.62	1.15	4.14	5	3	DN65	2	25	82/65
			4	7.91		0.62	4.87	17.52	20	4	DN65			
			5	9.18	4	0.62	5.65	20.35	25	5	DN65	1	25	82/65
Petits pois	3	14.71	6	14.71	5	0.21	3.04	10.93	15	6	DN65	1	15	82/65
	4	8.84	7	8.84	6	0.21	1.86	6.68	7	7	DN65	2	12	82/65
		4.68	8	4.68		0.21	0.97	3.48	5	8	DN65			
Pomme de terre	5	26.01	9	26.01	7	0.62	16.01	57.65	60	9	DN100	1	60	102/100
Poirier	6	16.24	10	3.15	8	1.02	3.20	11.51	15	10	DN65	2	35	102/65
			11	4.85		1.02	4.93	17.73	20	11	DN65			
			12	5.19	9	1.02	5.27	18.98	20	12	DN65	3	55	104/65
			13	3.06		1.02	3.11	11.20	15	13	DN65			
Pomme de terre	7	25.50	14	7.17	10	0.62	4.41	15.89	20	14	DN65	1	25	82/65
			15	9.24		0.62	5.69	20.47	25	15	DN65			
Blé	8	25.50	16	14.03	11	0.34	4.79	17.23	15	16	DN65	1	15	82/65
			17	11.48	16	0.34	3.92	14.10	20	17	DN65	1	20	82/65
	9	35.62	18	16.83	12	0.34	5.74	20.68	25	18	DN65	1	25	82/65
			19	18.79	13	0.34	6.41	23.08	25	19	DN65	1	25	82/65
	10	36.81	20	7.68	14	0.34	2.62	9.44	10	20	DN65	1	10	82/65
			21	29.13	15	0.34	9.94	35.79	40	21	DN100	1	40	102/100

CHAPITRE IV
DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION ET DISTRIBUTION

Petits pois	11	21.51	22	4.42	17	0.21	0.91	3.29	5	22	DN65	2	20	82/65
			23	17.09		0.21	3.53	12.70	15	23	DN65			
Pommier	12	9.86	24	5.19	18	1.02	5.27	18.98	20	24	DN65	1	20	82/65
			25	4.68	19	1.02	4.75	17.11	20	25	DN65	1	20	82/65
Petits pois	13	3.74	26	3.74	20	0.21	0.77	2.78	5	26	DN65	2	25	82/65
Abricotier	14	12.75	27	6.46		0.69	4.45	16.02	20	27	DN65			
			28	6.29	21	0.69	4.33	15.60	20	28	DN65	1	20	82/65
Blé	15	23.97	29	23.97	22	0.34	8.18	29.46	30	29	DN65	1	30	82/65
Pomme de terre	16	8.50	30	8.50	23	0.62	5.23	18.84	20	30	DN65	1	20	82/65
Petits pois	17	11.39	31	11.39	24	0.21	2.35	8.47	10	31	DN65	1	10	82/65
Abricotier	18	18.70	32	4.85	25	0.69	3.34	12.02	15	32	DN65	1	15	82/65
			33	2.13	28	0.69	1.46	5.27	7	33	DN65	3	42	104/65
			34	5.44		0.69	3.75	13.49	15	34	DN65			
			35	6.29		0.69	4.33	15.60	20	35	DN65			
blé	19	31.45	36	3.91		26	0.34	1.33	4.80	5	36			
			37	27.54	27	0.34	9.40	33.84	35	37	DN100	1	35	102/100

IV.3 Dimensionnement du système d'adduction et de distribution

IV.3.1 Une vue globale sur notre système d'adduction

La source d'alimentation en eau du périmètre d'irrigation Teleghma est le système de transfert d'eau à partir de la retenue Beni Haroun.

Vu la situation géographique du périmètre et le tracé en plan de la conduite de transfert, il est prévu que la prise d'eau sera piquée à la conduite de transfert sur le tronçon allant de la retenue Oued Athmania jusqu'au réservoir de régularisation Ouled Hamla. Le volume d'eau alloué à l'irrigation du périmètre Teleghma est égal à 69,5M m³ par an.

Trois points de piquage des prises d'eau pour le périmètre à irriguer Teleghma à partir de la conduite de transfert ont été adoptés :

- Point P1 A situé sur le tronçon de la conduite de transfert entre le barrage Oued Athmania et la station de pompage Oued Seguin ;
- Points P2, P3 sur le tronçon allant de la station de pompage Oued Seguin jusqu'au bassin de régularisation Ouled Hamla.

Les conduites principales CPN 1 et CPN 2 par lesquelles l'eau est amenée jusqu'au réseau de distribution du secteur « NORD » débouchent au point de piquage P1A.

Le point de piquage P2 donne naissance à la conduite principale CPCO qui plus loin se bifurque en formant les conduites principales CPC et CPO qui desservira les réseaux de distribution des secteurs « CENTRE » et « OUEST ».

La conduite principale CPE par laquelle l'eau est amenée dans le réseau de distribution de la partie nord du secteur « EST » aussi bien que **la conduite principale CPSE par laquelle l'eau est amenée dans le réseau de distribution de la partie sud-ouest du secteur « EST » débutent au point de piquage P3. Cette dernière conduite est prolongée par la conduite principale CPS qui amène de l'eau dans le réseau de distribution du secteur « SUD ».**

Le tracé du réseau est projeté suivant le principe de proximité : plus courte distance pour relier l'ensemble des bornes au réseau de conduites principales, en tenant compte des contraintes du terrain qui limitent fortement les possibilités de choix : les règles générales suivies sont les suivantes :

- La recherche d'un tracé au plus court et avec le minimum de changement de direction concerne principalement la conduite maîtresse
- Eviter dans la mesure du possible de faire passer des conduites en plein champs
- Les conduites suivront au maximum (dans la mesure du possible) les routes et pistes et éviterons les plantations et zones bâties
- Les tracés des rampes du réseau de distribution sont prévus suivant les limites des parcelles

IV.3.2 Calculs hydrauliques du système d'adduction et de distribution gravitaire

1. Choix des matériaux des conduites

Conformément aux prescriptions techniques, pour des systèmes d'irrigation on utilise comme règle générale, les canalisations principales et celles de distribution constituées de tuyaux non métalliques.

Vu la nomenclature et les types des tuyaux fabriqués en Algérie, dans notre cas il est possible d'utiliser principalement les tuyaux de types suivants :

- Conduites de diamètre 100 - 600mm - tuyaux en amiante-ciment classe 30
- Conduites de diamètre 250 - 315mm - tuyaux en PVC (PN 16 bars)
- Conduites de diamètre 200 –500 mm - tuyaux en polyéthylène PEHD (PN 16 bars).

Suite aux résultats d'une comparaison technico-économique, Il est préconisé d'utiliser les tuyaux du type PEHD (PN 16 bars) pour les conduites de diamètre inférieur à 130 mm (160 mm de diamètre extérieur) et les tuyaux en amiante-ciment Classe 30 pour les conduites de diamètre de 200 à 600 mm.

2. Vitesses admissibles

Dans le but de faire une économie sur le coût des canalisations et d'éviter les risques entraînés par des vitesses importantes et les vitesses faibles (risque de dépôts solides), les vitesses d'écoulement doivent respecter les vitesses admissibles.

Les valeurs admissibles des vitesses maximale et minimale de l'écoulement d'eau dans les conduites de différents diamètres sont regroupées au tableau :

Tableau IV. 4. Vitesses admissibles

Dénomination	Valeurs									
Diamètre (mm)	75-110	125-140	160	200	250	300	350	400	500	600
Vitesse minimale (m/s)	0,20	0,25	0,25	0,35	0,40	0,40	0,50	0,50	0,50	0,50
Vitesse maximale (m/s)	1,80	1,85	1,95	2,05	2,15	2,25	2,30	2,50	2,50	2,50

3. Diamètre des conduites

Le choix du diamètre des conduites est effectué de telle façon à ce que la vitesse de l'eau dans les conduites soit comprise entre les vitesses admissibles minimale et maximale. La formule utilisée est la suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi v}}$$

Où Q est le débit et on prend v = 1,5 m/s

Le tableau suivant regroupe le calcul des différents diamètres :

CHAPITRE IV
DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION ET DISTRIBUTION

Tableau IV. 5. Calcul des diamètres des conduites

Conduite	Borne	Débit caractéristique (l/s)			Débit (l/s)	Débit (m ³ /s)	Diamètre (mm)	Diamètre normalisé (mm)	Vitesse admissible (m/s)		Vitesse (m/s)
		principal	secondaire	tertiaire					min	max	
CPS-1	15	9.94			9.94	0.00994	91.89	125	0.25	1.85	0.81
C-7	16		3.92		3.92	0.00392	57.68	75	0.2	1.8	0.89
CPS-2		13.86			13.86	0.01386	108.49	140	0.25	1.95	0.90
CPS-3	14	16.48			16.48	0.01648	118.30	160	0.25	1.95	0.82
C-8-1	12			5.74	5.74	0.00574	69.85	90	0.2	1.8	0.90
C-8'	13		6.41		6.41	0.00641	73.79	110	0.2	1.8	0.68
C-8			12.16		12.16	0.01216	101.61	125	0.25	1.85	0.99
CPS-4		28.64			28.64	0.02864	155.95	200	0.4	2.05	0.91
C-6	11		4.79		4.79	0.00479	63.76	90	0.2	1.8	0.75
CPS-5		33.42			33.42	0.03342	168.48	200	0.4	2.05	1.06
C-9''''	1		5.53		5.53	0.00553	68.53	90	0.2	1.8	0.87
C-9-1	2			5.70	5.70	0.00570	69.60	90	0.2	1.8	0.90
C-9'''			11.23		11.23	0.01123	97.68	125	0.25	1.85	0.92
C-9-2	4			5.65	5.65	0.00565	69.28	90	0.2	1.8	0.89
C-9''	3		19.92		19.92	0.01992	130.08	160	0.25	1.95	0.99
C-9-4	7			16.01	16.01	0.01601	116.62	160	0.25	1.95	0.80
C-9-3	6			18.81	18.81	0.01881	126.38	160	0.25	1.95	0.94
C-9'			38.73		38.73	0.03873	181.36	200	0.4	2.05	1.23
C-9-5	5			3.04	3.04	0.00304	50.79	90	0.2	1.8	0.48
C-9			41.77		41.77	0.04177	188.34	200	0.4	2.05	1.33
CPS-6		75.19			75.19	0.07519	252.70	300	0.5	2.25	1.06
CPS-7	9	87.99			87.99	0.08799	273.36	300	0.5	2.25	1.25

CHAPITRE IV
DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION ET DISTRIBUTION

C-5-1	10			5.69	5.69	0.00569	69.50	90	0.2	1.8	0.89
C-5'	18		5.27		5.27	0.00527	66.91	90	0.2	1.8	0.83
C-5			10.96		10.96	0.01096	96.47	125	0.25	1.85	0.89
CPS-8		98.95			98.95	0.09895	289.88	300	0.5	2.25	1.40
C-11	8		8.12		8.12	0.00812	83.06	110	0.2	1.8	0.86
CPS-9		107.07			107.07	0.10707	301.54	300	0.5	2.25	1.52
C-4'''	17		4.44		4.44	0.00444	61.42	90	0.2	1.8	0.70
C-4''	19		9.19		9.19	0.00919	88.37	110	0.2	1.8	0.97
C-4'	20		14.42		14.42	0.01442	110.65	140	0.25	1.95	0.94
C-4-1	21			4.33	4.33	0.00433	60.66	75	0.2	1.8	0.98
C-4			18.75		18.75	0.01875	126.19	160	0.25	1.95	0.93
CPS-10		125.82			125.82	0.12582	326.88	400	0.5	2.5	1.00
CPS-11	22	134.00			134.00	0.13400	337.34	400	0.5	2.5	1.07
C-3	23		5.23		5.23	0.00523	66.67	90	0.2	1.8	0.82
CPS-12		139.23			139.23	0.13923	343.87	400	0.5	2.5	1.11
C-2-1	24			2.35	2.35	0.00235	44.70	90	0.2	1.8	0.37
C-2'	25		4.33		4.33	0.00433	60.66	75	0.2	1.8	0.98
C-2			6.69		6.69	0.00669	75.35	110	0.2	1.8	0.70
CPS-13		145.92			145.92	0.14592	352.03	400	0.5	2.5	1.16
CPS-14	26	147.25			147.25	0.14725	353.63	400	0.5	2.5	1.17
C-10	27		9.40		9.40	0.00940	89.35	110	0.2	1.8	0.99
CPS-15		156.66			156.66	0.15666	364.75	400	0.5	2.5	1.25
C-1	28		9.54		9.54	0.00954	90.03	125	0.25	1.85	0.78
CPS		166.20			166.20	0.16620	375.69	400	0.5	2.5	1.32

Interprétation des résultats

Les diamètres normalisés choisis des conduites et leurs types de matériaux vérifient l'admissibilité des vitesses d'écoulement.

4. Calcul des pertes de charge

On se voit utiliser la formule de CALMON-LECHAPT pour définir les pertes de charge spécifiques linéaires :

$$I_{ni} = \frac{L * Q^M}{D^N}$$

Où :

I_{ni} : Pertes de charge spécifiques en millimètres par mètre linéaire de longueur de la conduite ou en mètres par kilomètre linéaire de la conduite

Q : Débit en m³/s

D : diamètre de la conduite en mètres

L, M, N sont des coefficients dont les valeurs sont retenues en fonction de la rugosité de la conduite

Le taux de rugosité de la conduite est évalué par la rugosité équivalente **K** d'après NIKURADZE.

Pour les calculs il a été retenu :

Tableau IV. 6. Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon

K (mm)	L	M	N
0,025	1,01	1,84	4,88
1	1,601	1,975	5,25
2	1,863	2,0	5,33

En outre, les pertes de charge singulières ont été aussi prises en considération à raison de 10% des pertes de charge linéaires

Alors, les pertes de charge spécifiques ont été définitivement calculées d'après la formule suivante :

$$I_{ni} = \frac{L * Q^M * 1,1}{D^N}$$

Les pertes de charge définitives sur les tronçons avec la longueur l_i ont été définies d'après la formule :

$$I_i = I_{ni} \times l_i$$

Où :

I_{ni} : Pertes de charge spécifiques ;

l_i : Longueur du tronçon de la conduite.

L'estimation des pressions est basée sur le principe de Bernoulli :

$$\frac{P_A}{\rho g} + Z_A + \frac{V_A^2}{2g} = \frac{P_B}{\rho g} + Z_B + \frac{V_B^2}{2g} + \Delta H$$

Avec :

P_A et P_B sont les hauteurs de pressions

V_A et V_B sont les vitesses d'écoulement dans A et B

Z_A et Z_B sont les côtes du terrain naturel.

ΔH : sont les pertes de charge entre le point A et le point B.

La cote du terrain naturel du point de piquage P3 est 759,7 m et sa cote piézométrique est de 874 m, ce qui garantit une pression de 114,3 bars au début de la conduite CPES qui, après perte de charge et de hauteur naturel, descend à une valeur de 9,53 bars au début de la conduite de notre secteur CPS.

Le point le plus élevé dans notre secteur à une cote de terrain naturel égale à 798,2 m

Les calculs hydrauliques du réseau de distribution de notre secteur sont présentés dans le tableau suivant :

CHAPITRE IV
DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION ET DISTRIBUTION

Tableau IV. 7. Calcul des pertes de charge et pressions

Point	Tronçon	Longueur(m)	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	ΔH totale (m)	Vitesse (m/s)	Cote terrain naturel (m)	Cote piézométrique	Pression (m.c.e)	Pression (bar)
P3							759.7	874	114.3	11.43
Pd	CPES-CPE	1	2131.71	1500	0.00107	1.21	770.8	866.05	95.25	9.53
	CPES	761	233.18	500	2.88	1.19				
	CPES-1	214	224.85	500	0.75	1.15				
	CPES-2	843	208.19	500	2.55	1.06				
	CPES-3	230	182.48	400	1.73	1.45				
			173.79		7.90	0.93				
J1	CPS	111.3	173.79	400	0.76	1.38	771.0	865.24	94.24	9.42
B28	C-1	142.07	9.54	125	0.77	0.78	773.7	864.53	90.83	9.08
J2	CPS-15	46.17	160.47	400	0.27	1.28	771.1	864.98	93.88	9.39
B27	C-10	131.48	9.40	110	1.30	0.99	773.9	863.72	89.82	8.98
B26	CPS-14	571.81	151.07	400	2.96	1.20	783.8	862.03	78.23	7.82
J3	CPS-13	123.27	149.73	400	0.63	1.19	788.2	861.41	73.21	7.32
J3-1	C-2	192.83	7.01	110	1.11	0.74	784.5	860.34	75.84	7.58
B25	C-2'	128.47	4.33	75	1.98	0.98	781.0	858.35	77.35	7.73
B24	C-2-1	114.85	2.35	90	0.24	0.37	781.9	860.13	78.23	7.82
J4	CPS-12	541.72	142.72	400	2.51	1.14	798.2	858.91	60.71	6.07
B23	C-3	91.91	5.23	90	0.82	0.82	794.0	858.12	64.12	6.41
B22	CPS-11	669.65	137.48	400	2.88	1.09	788.0	856.04	68.04	6.80
J5	CPS-10	2110	129.30	400	8.03	1.03	766.2	850.89	84.69	8.47
J5-1	C-4	690	22.23	200	3.09	0.71	769.3	847.83	78.53	7.85
B-20	C-4'	182.35	14.42	140	1.22	0.94	770.5	846.60	76.10	7.61

CHAPITRE IV
DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION ET DISTRIBUTION

B19	C-4"	127.04	9.19	110	1.20	0.97	771.1	845.39	74.29	7.43
B17	C-4'''	237.52	4.44	90	1.57	0.70	773.0	843.84	70.84	7.08
B21	C-4-1	50	4.33	75	0.77	0.98	767.8	847.04	79.24	7.92
J6	CPS-9	468.29	107.07	300	5.56	1.51	764.7	845.27	80.57	8.06
B08	C-11	93.18	8.12	110	0.70	0.85	764.1	844.65	80.55	8.05
J7	CPS-8	303.07	98.95	300	3.08	1.40	764.5	842.21	77.71	7.77
J7-1	C-5	159.96	10.96	125	1.12	0.89	765.3	841.15	75.85	7.58
B18	C-5'	325.18	5.27	90	2.95	0.83	768.8	838.21	69.41	6.94
B10	C-5-1	109.6	5.69	90	1.14	0.89	765.2	840.00	74.80	7.48
B09	CPS-7	340.5	87.99	300	2.74	1.24	763.3	839.49	76.19	7.62
J8	CPS-6	394.7	75.19	300	2.33	1.06	764.0	837.18	73.18	7.32
J8-1	C-9	168.01	41.77	200	2.61	1.33	763.0	834.53	71.53	7.15
B05	C-9-5	159.7	3.04	90	0.52	0.48	762.3	834.09	71.79	7.18
J8-2	C-9'	250.1	38.73	200	3.35	1.23	761.0	831.20	70.20	7.02
B06	C-9-3	179.54	18.81	160	1.02	0.94	760.8	830.21	69.41	6.94
B07	C-9-4	451.43	16.01	160	1.91	0.80	759.7	828.32	68.62	6.86
B03	C-9"	337.15	19.92	160	2.13	0.99	760.5	829.10	68.60	6.86
B04	C-9-2	196.8	5.65	90	2.03	0.89	762.2	827.08	64.88	6.49
J8-3	C-9'''	343.28	11.23	125	2.52	0.92	761.0	826.58	65.58	6.56
B02	C-9-1	131.32	5.70	90	1.38	0.90	760.8	825.21	64.41	6.44
B01	C-9''''	224.11	5.53	90	2.22	0.87	761.9	824.37	62.47	6.25
J9	CPS-5	381.67	33.42	200	3.82	1.06	767.9	833.36	65.46	6.55
B11	C-6	413	4.79	90	3.14	0.75	766.0	830.25	64.25	6.43
J10	CPS-4	73.49	28.64	200	0.54	0.91	768.5	832.83	64.33	6.43
J10-1	C-8	410.42	12.16	125	3.48	0.99	773.5	829.34	55.84	5.58
B12	C-8-1	130.57	5.74	90	1.39	0.90	772.6	827.96	55.36	5.54
B13	C-8'	331.8	6.41	110	1.62	0.67	780.0	827.75	47.75	4.77

CHAPITRE IV
DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION ET DISTRIBUTION

B14	CPS-3	291.16	16.48	160	1.30	0.82	772.0	831.54	59.54	5.95
J11	CPS-2	163.04	13.86	140	1.01	0.90	774.2	830.52	56.32	5.63
B16	C-7	269.9	3.92	75	3.45	0.89	771.9	827.07	55.17	5.52
B15	CPS-1	536.07	9.94	125	3.14	0.81	781.0	827.39	46.39	4.64

Interprétation des résultats

Les résultats de calcul démontrent que les pressions sont dans les normes au niveau des bornes (> 4 bars).

IV.4 Ouvrages et équipements hydromécaniques des conduites principales

L'équipement hydromécanique à installer sur les conduites principales est destiné à assurer le fonctionnement normal des conduites d'eau et la réalisation des travaux de réparation.

IV.4.1 Regards pour vanne

Les conduites principales sont équipées de robinetterie appropriés à savoir, de vannes papillon. Elles sont nécessaires pour l'exploitation des réseaux, puisque permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'irrigation.

Les vannes sont installées au départ de toutes les branches et des sous branches.

IV.4.2 Regards pour vanne de sectionnement

Afin d'assurer la réalisation des travaux de réparation, les conduites principales sont divisées à l'aide de regards de sectionnement en tronçons d'une longueur ne dépassant pas 3 km.

Dans le cas où les regards pour vanne de sectionnement sont implantés dans les points élevés du profil en long de la conduite, il est prévu l'installation de vannes pivotantes et de deux ventouses à trois fonctions.

Les regards pour vanne de sectionnements qui se trouvent dans les points bas du profil en long de la conduite sont équipés de deux vidanges (direct ou à regard noyé).

IV.4.3 Regards des ventouses

Sur les conduites principales, on prévoit l'installation des ventouses aux points hauts du profil en long et aux changements de pente.

En ce cas, on prévoit l'installation des ventouses à trois fonctions qui assurent l'élimination de l'air en régime de fonctionnement normal de la conduite, aussi bien que l'admission et l'évacuation de l'air au cours de la vidange et de la mise en eau de la conduite.

Selon les prescriptions techniques, les ventouses se montent sur un piquage vertical qui est représenté par une tubulure verticale du té aménagé au point d'installation de la ventouse. Dans ce cas le diamètre de la tubulure est égal à celui de la conduite.

Entre la ventouse et tubulure on monte une vanne pivotante d'un diamètre égal à celui de la ventouse séparant la ventouse et la tubulure.

Dans le tableau suivant sont indiqués les diamètres des ventouses à trois fonctions à installer sur les conduites :

Tableau IV. 8. Diamètres des ventouses à installer

Diamètre des conduites principales DN (mm)	500	400	300	250	200	160	140	125	110	90
Diamètre des ventouses à trois fonctions (mm)	100	100	100	80	80	80	65	65	65	65

IV.4.4 Regards des vidanges

Pour la vidange des conduites principales on prévoit l'aménagement des vidanges aux points bas de chacun des tronçons de réparation (indépendant) avec évacuation de l'eau par gravité dans les cours d'eau, oueds, fossés naturelles, etc.

Dans le cas où l'évacuation de l'eau par gravité est impossible, au droit de la vidange on aménage un regard dit « le puits noyé » d'où l'eau sera partiellement pompée à l'aide de pompes portable à plongeur.

On a retenu la variante d'aménagement du puits noyé séparément du regard à vanne pivotante parce que dans le cas du jumelage du regard et du puits le regard à vanne pivotante se trouve inondé ce qui rend difficiles les opérations de manœuvre (ouverture et fermeture) de la vanne pivotante.

Au droit d'aménagement des vidanges les conduites principales sont équipées de tés à brides tangentielles.

Les diamètres des conduites d'évacuation des vidanges sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 9. Diamètres des vidanges à installer

Diamètre des conduites principales DN (mm)	90 -250	300 -500
Diamètre des vidanges DN (mm)	100	200

IV.5 Les brise-vents

Les brise-vent sont un élément indispensable de l'aménagement du territoire des périmètres d'irrigation. Les brise-vent sont conçus afin de réduire la vitesse des vents, l'évaporation de la surface du sol, l'effet du sirocco et l'érosion hydrique et éolienne des sols.

Conformément aux normes techniques, le territoire réservé à l'implantation des brise-vent ne devra pas dépasser 4% de la superficie totale du périmètre d'irrigation.

Les brise-vent devront être constitués avec des arbres hauts avec un sous-bois assez haut pour former une structure perméable, et seront disposés le long des pistes, des champs agricoles à assolement, etc.

Les brise-vent seront implantés dans deux sens réciproquement perpendiculaires :

- Brise-vent longitudinaux (principaux) qui seront perpendiculaires à la direction des vents prédominants dans la région ;
- Brise-vent transversaux (secondaires) qui seront perpendiculaires à ceux longitudinaux.

Le secteur « Sud » est le plus exposé à l'effet nuisible des vents à toute saison de l'année. Par rapport à tous les autres secteurs, son système de protection est le moins développé. Pour le créer, il sera utile d'implanter les brise-vent en direction est-ouest avec espacement de 400-600 m. Les brise-vent secondaires seront espacés de 900-1200 m. La superficie à occuper par des brise-vent dans le secteur « Sud » sera de 9,26 ha. Selon les schémas d'implantation des brise-vent arbres buissons, il est prévu d'implanter : type 1 (7,36 km) et type 2 (11,75 km)

IV.6 Choix des modes d'irrigation

Compte tenu des facteurs fondamentaux tels que volume d'eau alloué à l'irrigation et superficies des terres aptes à l'irrigation ainsi que les différents paramètres pédologiques et hydrodynamiques de notre région, nous avons retenu les techniques d'irrigation suivantes :

- Irrigation par aspersion pour les céréalières et maraîchères
- Irrigation en goutte à goutte pour les cultures fruitières (pommiers, poiriers, abricotiers)

Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons dimensionné les réseaux d'adduction et de distribution, tout en faisant un choix adéquat des diamètres des conduites, qui assurent les vitesses d'écoulement admissibles et les pressions aux bornes, nécessaires pour le bon fonctionnement des systèmes d'irrigation choisis (l'aspersion et le goutte à goutte).

Chapitre 5 : Dimensionnement de l'irrigation au goutte-à-goutte et par aspersion

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons faire le dimensionnement de notre réseau sous pression selon les techniques choisies auparavant, nos choix étaient sur l'irrigation localisée et l'irrigation par aspersion.

V.1 Généralités

Ils existent plusieurs techniques d'arrosage, Ils peuvent être rangés en trois classes :

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

V.1.1 Irrigation gravitaire

V.1.1.1. Définition

La technique de l'irrigation gravitaire consiste à arroser les cultures en faisant ruisseler l'eau à la surface du sol. C'était la seule méthode possible jusqu'au milieu du 20ème siècle. Dans la grande majorité des cas, le transport de l'eau se fait par canaux fonctionnant à surface libre. La répartition de l'eau est assurée grâce à la topographie du terrain, et aux propriétés hydriques du sol (ruissellement, infiltration, et capillarité). En irrigation de surface, la distinction entre les différentes techniques est essentiellement fondée sur la méthode d'application de l'eau :

- L'irrigation par ruissellement
- L'arrosage par infiltration (à la raie)
- L'arrosage par submersion



Figure V. 1. Irrigation gravitaire

V.1.1.2 Les avantages et les inconvénients de l'irrigation par gravité

1. Avantages :

- Coût d'investissement relativement faible.
- Besoins en énergie nuls.

2. Inconvénients :

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

V.1.2 Irrigation par aspersion

V.1.2.1. Définition

L'irrigation par aspersion est la technique d'arrosage par laquelle l'eau est fournie aux plantes sous forme de pluie artificielle, grâce à l'utilisation d'appareils d'aspersion alimentés en eau sous pression (Clément & Galland, 1979).



Figure V. 2. Irrigation par aspersion

V.1.2.2 Les avantages et les inconvénients de l'irrigation par aspersion

1. Avantages :

- Elle ne nécessite aucun aménagement préalable de la surface d'irrigation.
- Elle provoque une forte oxygénation de l'eau projetée en pluie
- Elle réalise une importante économie d'eau par comparaison avec les autres systèmes d'irrigation
- Elle permet un dosage précis et une répartition régulière de la quantité d'eau distribuée
- Elle met à la disposition des exploitants des conditions d'arrosage très souples

2. Inconvénients :

- Elle nécessite au départ, pour chaque irrigant une dépense importante de premier établissement et qu'elle exige souvent une nombreuse main d'œuvre d'explication
- Elle favorise l'évaporation qui est d'autant plus intense que les gouttelettes sont plus fines et l'air plus sec
- Elle favorise le développement des mauvaises herbes
- Elle exige un choix judicieux des époques d'irrigation, toute irrigation intempestive pouvant provoquer au printemps par refroidissement du sol un retard dans la végétation
- L'eau donnée en pluie passe le sol et provoque la formation d'une croûte superficielle

V.1.3 Irrigation localisée

V.1.3.1. Définition

L'irrigation localisée est une expression qui caractérise un certain nombre de techniques nouvelles en particulier et principalement l'irrigation dite « goutte à goutte » qui ont en commun les caractéristiques suivantes (**Ollier & Poirée, 1981**)⁶ :

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

Aujourd'hui, grâce à la distribution sous pression, on a pu concevoir des systèmes qui peuvent être conduits facilement, qui s'automatisent aisément, et dont les pertes en eau sont négligeables.



Figure V. 3. Irrigation par goutte à goutte

V.1.3.2. Les avantages et les inconvénients de l'irrigation par aspersion

1. Avantages :

- Peu de pertes par évaporation, puisqu'il n'y a pas de trajectoire aérienne des gouttes d'eau, que le feuillage n'est pas humidifié inutilement, qu'une partie de la surface du sol reste sèche, que la croissance des mauvaises herbes est très limitée.
- Il n'y a pas de ruissellement, pas de débordement sur les parcelles voisines ; les doses peuvent être mesurées avec précision, ce qui évite les pertes par percolation dans le sol. La répartition de l'eau n'est pas affectée par le vent, les irrégularités du terrain ne gênent pas

2. Inconvénients :

- L'obstruction des goutteurs

Des particules de sable, des dépôts lents d'argile ou de limons, des précipitations chimiques, le développement de micro-organismes sont les plus souvent rencontrés et favorisent l'obstruction des orifices des goutteurs. Il est à noter que l'entretien et l'élimination des goutteurs obstrués sont longs et onéreux. Le meilleur moyen de prévenir ces obstructions est un procédé par de filtration soignée de l'eau.

- Accumulation des sels

Pendant la période d'irrigation les sels sont peu refoulés à la périphérie du bulbe humide, plus spécialement près de la surface du sol. Une pluie légère risque alors de les entraîner vers les racines, ce qui est très dommageable.

V.1.4 Choix de la technique d'arrosage

Pour pouvoir choisir la technique d'irrigation convenable, il est nécessaire de connaître toutes les contraintes de chaque type d'arrosage.

Une analyse multicritères des techniques d'arrosage basée sur différentes contraintes est nécessaire pour aboutir au choix de la technique d'irrigation la plus adéquate pour la zone considérée, notre analyse est détaillée comme suit :

Tableau V. 1. Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage

Contraintes	Irrigation de surface par rigole	Irrigation par aspersion	Irrigation localisée
- Evaporation	+	++	+++
- Vent (1.9 m/s)	+++	+	+++
- Texture (argileux limoneuse)	++	++	+++
- Perméabilité (bonne)	++	+++	+++
- Pente	+	++	+++
- Qualité d'eau (moyenne)	++	++	+
- Cultures :			
· Maraîchage	+++	+++	+++
· Céréalière	x	+++	x
· Arboriculture	+++	x	+++
- Contraintes économique :			
• Economie d'eau	x	++	+++

Remarque :

x : inadéquat ou déconseillé

+ : Adapté avec réserve

++ : Adapté

+++ : Très Adapté

V.2 Calcul du réseau d'irrigation localisé

Les surfaces occupées par les arboricultures dans notre terrain et leurs besoins net du mois de pointe sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 2. Occupation du sol et besoins net du mois de pointe des arboricultures

Culture	Abricotier	Pommier	Poirier
Surface occupée (ha)	31,45	20,91	16,24
Besoin net du mois de pointe (mm)	138,38	204,23	204,23

V.2.1 Pour une parcelle de 5,44 ha occupée par les abricotiers

Selon les recommandations, dans le cas d'une plantation intensive on a retenu 5 m d'écartement entre les rangés d'arbres et 5 m de distance entre les arbres ; le temps de travail est de 22 heures par jour.

La parcelle numéro 34 est alimentée par la borne numéro 28 qui assure une pression de 9.08 bars.

V.2.1.1 Détermination des besoins d'irrigation

a) Besoin net journalier

$$B_{nj} = B_{net} / N_j$$

Où :

B_{net} : Besoin net du mois de pointe en mm

N_j : Nombre de jours du mois de pointe

$$B_{nj} = 138.38 / 31$$

$$B_{nj} = \mathbf{4,46 \text{ mm}}$$

b) Besoin net journalier corrigé

$$B_{njc} = B_{nj} * K_r$$

Où :

B_{nj} : Besoin net journalier en mm

K_r : Coefficient de réduction calculé par la formule de FREEMAN et GARSOLI :

$$K_r = C_s + 0,5*(1-C_s)$$

Avec C_s le taux de couverture égal à 60%

$$K_r = 0,8$$

Donc :

$$B_{njc} = 4,46 * 0,8$$

$$B_{njc} = \mathbf{3,568 \text{ mm}}$$

c) Dose nette (D_p)

$$D_p = RFU * P\%$$

Où :

RFU : réserve facilement utilisable en mm

$$RFU = (H_{cc} - H_{pf}) * D_a * Z * Y$$

H_{cc} : Capacité au champ (humidité) %

H_{pf} : Humidité au point de flétrissement %

Y : Degré de tarissement (2/3)

Z : Profondeur racinaire (mm)

D_a : Densité apparente

$$RFU = \frac{(29-16)*1,3*1500}{100} * \frac{2}{3}$$

$$RFU = 169 \text{ mm}$$

P% : Pourcentage d'humidification tel que :

$$P\% = \frac{n \cdot S_d \cdot S_h}{S_r \cdot S_a}$$

Avec :

n : Nombre de goutteur par arbre, n = 2

S_d : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre

S_h : largeur de la bande humidifiée en m

S_r : Distance entre 2 rangés en m

S_a : Distance entre 2 arbres en m

$$P\% = \frac{2 \cdot 2 \cdot 1,2}{5 \cdot 5} * 100$$

$$P\% = 19,2 \%$$

D'où :

$$D_p = \frac{169 \cdot 19,2}{100}$$

$$D_p = 32,45 \text{ mm}$$

d) Fréquence d'arrosage

Il s'agit du nombre de jours entre deux irrigations consécutives :

$$F = D_p / B_{njc}$$

Où :

D_p : Dose nette en mm

B_{njc} : Besoin net journalier corrigé

$$F = \frac{32,45}{3,568}$$

$$F = 9 \text{ jours}$$

e) Dose brute (réelle)

$$D_b = D_p / (C_u \cdot \text{Eff})$$

Où :

D_p : Dose nette en mm

C_u : Coefficient d'uniformité = 0,9

Eff : efficacité du système d'irrigation = 0,9

$$D_b = 32,45 / (0,9 \cdot 0,9)$$

$$D_b = 40,06 \text{ mm}$$

f) Durée de fonctionnement par arrosage

$$T_a = \frac{D_b \cdot S_d \cdot S_r}{n \cdot q_g}$$

Où :

D_b : Dose brute

q_g : Débit du goutteur en l/h

n : nombre de goutteur para arbre

S_d et S_r sont respectivement les distances entre 2 distributeurs et 2 rangés

$$T_a = \frac{40,06 \cdot 2 \cdot 5}{2 \cdot 4}$$

$$T_a = 50 \text{ heures}$$

g) Durée d'arrosage journalier

$$D_{ar} = T_a / F$$

Avec :

T_a : Durée d'arrosage

F : Fréquence d'arrosage

$$D_{ar} = 50/9$$

$$D_{ar} = 6 \text{ heures/jour}$$

h) Nombre de poste

$$N_p = T / D_{ar}$$

Où :

T : Temps de travail

D_{ar} : Durée d'arrosage journalier

$$N_p = 22/6$$

$$N_p \approx 4 \text{ postes par jour}$$

i) Surface du poste

$$S_p = S_T / N_p$$

Où :

S_T : Surface totale de la parcelle

N_p : Nombre de poste

$$S_p = 5,44/4$$

$$S_p = 1,36 \text{ ha}$$

V.2.1.2. Calcul hydraulique

Selon la règle de Christiansen, la variation maximale du débit entre goutteur ne doit pas dépasser les 10% :

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

La variation maximale de pression est donnée par la formule suivante :

$$q = K \cdot H^x$$

Avec x : caractéristique du goutteur. (x=0,5)

Donc :

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

Où :

q(g) : Débit nominale du goutteur

H(n) : Pression nominale (1 bar)

$$10\% = 0,5 * \frac{\Delta H}{10}$$

$$\Delta H = 2 \text{ m.c.e}$$

Donc selon la règle de Christainsen :

- Perte de charge singulière :

$$\Delta H_s = 10\% \Delta H = 0,2 \text{ m.c.e}$$

- Perte de charge linéaire :

$$\Delta H_l = \Delta H - \Delta H_s = 1,8 \text{ m.c.e}$$

- Pour les rampes :

$$P.d.c(r) = 2/3 * \Delta H_l = 1,2 \text{ m.c.e}$$

- Pour les portes rampes :

$$P.d.c(pr) = 1/3 * \Delta H_l = 0,6 \text{ m.c.e}$$

V.2.1.3. Dimensionnement des canalisations du réseau

a) Les rampes

En règle générale, on utilise le PEBD (Polyéthylène basse densité) pour les canalisations.

1. Nombre d'arbres :

$$N_a = L_r / S_a$$

Avec :

L_r : Longueur de la rampe en m

Tableau V. 3. Longueurs maximales d'une rampe sous une pression de 1 bar

Exposant (x)	Longueur maximale de la rampe (m)					
	Débit goutteur (l/h)					
	2	3	4	5	6	7
0,5	266	197	160	136	120	107
0,6	252	186	151	128	128	101
0,7	240	180	145	124	124	97

Pour un débit de 4 l/h et un exposant égal à 0,5 la longueur de la rampe est :

$$L_r = 160 \text{ m}$$

S_a : Distance entre 2 arbres en m

$$N_a = 160/5$$

$$N_a = 32 \text{ arbres}$$

2. Nombre de goutteurs :

$$N_g = N_a * n$$

Où :

N_a : Nombre d'arbres

n : Nombre de goutteurs par arbre

$$N_g = 32 * 2$$

$$N_g = 64 \text{ goutteurs}$$

3. Débit de rampe :

$$Q_r = N_g * q_g$$

Avec :

N_g : Nombre de goutteurs

q_g : Débit du goutteur en l/h

$$Q_r = 64 * 4$$

$$Q_r = 256 \text{ l/h}$$

4. Diamètre de rampe :

$$D_r(\text{cal}) = \left[\frac{P.d.c(r) * 2,75}{0,478 * Q_r^{1,75} * L_r} \right]^{-\frac{1}{4,75}}$$

Tel que :

$D_r(\text{cal})$: Diamètre de rampe calculé en mm

P.d.c(r) : Perte de charge pour les rampes en m.c.e

Q_r : Débit des rampes en l/h

L_r : Longueur des rampes en m

$$D_r(\text{cal}) = \left[\frac{1,2 * 2,75}{0,478 * 256^{1,75} * 160} \right]^{-\frac{1}{4,75}}$$

$$D_r(\text{cal}) = 14,95 \text{ mm}$$

$$D_r(\text{normalisé}) = 20 \text{ mm}$$

On a choisi un diamètre normalisé de 20 mm car pour le polyéthylène en général, lorsque on parle de diamètre nominal on veut dire le diamètre extérieur, tandis que le plus important pour nous c'est le diamètre intérieur qui a une valeur de **17 mm** pour un diamètre nominal de 20 mm.

5. Vérification des pertes de charge :

On a opté pour le PEBD comme choix de matériau pour nos canalisations, ainsi la formule à utiliser pour le calcul des pertes de charges est celle de GUYAN-PERNES :

$$J_r = \frac{0.478}{2.75} * Q_r^{1.75} * D_r^{-4.75} (\text{normalisé}) * L_r$$

Avec :

$D_r(\text{normalisé})$: diamètre de rampe normalisé selon les diamètres commercialisés en mm

Q_r : Débit des rampes en l/h

L_r : Longueur des rampes en m

$$J_r = 0,65 \text{ p.c.}$$

$J_r < P.d.c(r)$ donc c'est vérifié.

b) Les portes rampes :

C'est la conduite qui alimente les rampes d'un seul côté ou des deux côtés.

a) Nombre de rampes :

$$N_r = L_{pr} / S_r$$

Tel que :

L_{pr} : Longueur de porte rampe en m

S_r : Distance entre 2 rampes en m

$$N_r = 240/5$$

$$N_r = 48 \text{ rampes}$$

b) Débit de porte rampe :

$$Q_{pr} = (Q_r * N_r) / N_{pr}$$

Où :

Q_r : Débit de rampe en l/h

N_r : Nombre de rampes

N_{pr} : Nombre de porte rampe qui alimente les rampes (on prend $N_{pr}=1$)

$$Q_{pr} = 256 * 48$$

$$Q_{pr} = 12288 \text{ l/h}$$

c) Diamètre de porte rampe :

$$D_{pr}(\text{cal}) = \left[\frac{P.d.c(pr) * 2.75}{0.478 * Q_{pr}^{1.75} * L_{pr}} \right]^{-\frac{1}{4.75}}$$

Avec :

$D_{pr}(\text{cal})$: Diamètre de porte rampe calculé en mm

$P.d.c(pr)$: Perte de charge pour les portes rampe en m.c.e

Q_{pr} : Débit des portes rampe en l/h

L_{pr} : Longueur de porte rampe en m

$$D_{pr}(\text{cal}) = \left[\frac{0,6 \cdot 2,75}{0,478 \cdot 12288^{1,75} \cdot 240} \right]^{-\frac{1}{4,75}}$$

$$D_{pr}(\text{cal}) = 78,43 \text{ mm}$$

$$D_{pr}(\text{normalisé}) = 90 \text{ mm}$$

Avec un diamètre intérieur égal à **79,2 mm** et une pression nominale égale à 10 bars.

d) Vérification des pertes de charge :

On utilise la même formule précédente :

$$J_{pr} = \frac{0,478}{2,75} * Q_{pr}^{1,75} * D_{pr}^{-4,75}(\text{normalisé}) * L_{pr}$$

Avec :

$D_{pr}(\text{normalisé})$: Diamètre de porte rampe normalisé selon les diamètres commercialisés en mm

Q_{pr} : Débit de porte rampes en l/h

L_{pr} : Longueur de porte rampe en m

$$J_{pr} = 0,57 \text{ mm}$$

$$J_{pr} < P.d.c(pr) \text{ donc c'est vérifié.}$$

c) Conduite principale :

C'est la conduite qui alimente les portes rampe.

a) Débit de la conduite :

$$Q_{cp} = Q_{pr} * N_{pr}$$

Où :

Q_{pr} : Débit de porte rampe en l/h

N_{pr} : Nombre de porte rampe qui alimente les rampes ($N_{pr}=1$)

$$Q_{cp} = 12288 \text{ l/h}$$

$$Q_{cp} = 3,413 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Diamètre de la conduite :

$$D_{cp} = \sqrt{\frac{4Q_{cp}}{\pi * V}}$$

Avec :

Q_{cp} : Débit de la conduite principale en m^3/s

V : vitesse d'écoulement m/s (on prend $V=1,5$ m/s)

$$D_{cp} = \sqrt{\frac{4 * 3,413 * 10^{-3}}{\pi * 1,5}}$$

$$D_{cp} = 53,8 \text{ mm}$$

$$D_{cp}(\text{normalisé}) = 63 \text{ mm}$$

Mais on choisit un diamètre de **90 mm** qui correspond au diamètre de la porte rampe.

Vérification de la vitesse :

$$v = \frac{Q_{cp}}{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)} = 1,42 \text{ m/s. qui est une vitesse admissible.}$$

c) Perte de charge :

$$J_{cp} = \frac{0,478}{2,75} * Q_{cp}^{1,75} * D_{cp}^{-4,75} (\text{normalisé}) * L_{cp}$$

Avec :

D_{cp} (normalisé) : Diamètre de la conduite principale selon les diamètres commercialisés en mm

Q_{cp} : Débit de la conduite principale en l/h

L_{cp} : Longueur de la conduite principale en m ($L_{cp}=10$ m)

$$\mathbf{J_{cp} = 0,13 \text{ m.c.e}}$$

d) La pression en tête :

$$P(m) = H(n) + J_r + J_{pr} + J_{cp}$$

Où :

$H(n)$: Pression nominale (1 bar)

J_r : Perte de charge de rampe

J_{pr} : perte de charge de porte rampe

J_{cp} : perte de charge de la conduite principale

$$P(m) = 10+0,65+0,57+0,13$$

$$\mathbf{P(m) = 1,135 \text{ bars}}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau V. 4. Tableau récapitulatif des résultats de calcul des besoins d'irrigation

Culture	Surface (ha)	Dose nette (mm)	Dose brute (mm)	Fréquence d'arrosage (jours)	Durée d'arrosage journalier (h)	Nombre de poste	Surface de poste (ha)
Abricotier	5,44	32,45	40,06	9	6	4	1,36

Tableau V. 5. Tableau récapitulatif des résultats de calcul du dimensionnement des canalisations

Rampe						Porte rampe				Canale principale				Pression (bars)
Nombre de goutteurs	Nombre de rampes	Lr (m)	Dr (mm)	Qr (l/h)	Jr (m.c.e)	Lpr (m)	Dpr (mm)	Qpr (l/h)	Jpr (m.c.e)	Lcp (m)	Dcp (mm)	Qcp (l/h)	Jcp (m.c.e)	
64	48	160	20	256	0,65	240	90	12288	0,57	10	90	12288	0,13	1,135

Le nombre total des arbres est :

$$N_t = N_a * N_r$$

Avec :

N_a : Nombre d'arbres par rampe

N_r : Nombre de rampes

$$N_t = 1536 \text{ arbres}$$

V.2.2 Pour une parcelle occupée par les pommiers ou poiriers

On a retenu 4 m d'écartement entre les rangés d'arbres et 3 m de distance entre les arbres ; le temps de travail est 22 heures par jour.

On suit les mêmes étapes de calcul pour les poiriers et les pommiers et on trouve les résultats suivants

Tableau V. 6. Tableau récapitulatif des résultats de calcul des besoins d'irrigation

Culture	Surface (ha)	Dose nette (mm)	Dose brute (mm)	Fréquence d'arrosage (jours)	Durée d'arrosage journalier (h)	Nombre de poste	Surface de poste (ha)
Pommier	4,75	54,08	66,77	10	5	5	0,95
Poirier	4,93	54,08	66,77	10	5	5	0,986

Tableau V. 7. Tableau récapitulatif des résultats de calcul du dimensionnement des canalisations

Rampe						Porte rampe				Canale principale				Pression (bars)
Nombre de goutteurs	Nombre de rampes	Lr (m)	Dr (mm)	Qr (l/h)	Jr (m.c.e)	Lpr (m)	Dpr (mm)	Qpr (l/h)	Jpr (m.c.e)	Lcp (m)	Dcp (mm)	Qcp (l/h)	Jcp (m.c.e)	
106	60	160	25	424	0,552	240	125	25440	0,426	12	125	25440	0,102	1,108

Le nombre total des arbres est :

$$N_t = N_a * N_r$$

$$N_t = 3180 \text{ arbres}$$

V.3 Calcul du réseau d'irrigation par aspersion pour une parcelle de 1,87 ha occupée par la pomme de terre

Les sols de la zone du périmètre d'irrigation Teleghma sont caractérisés par une texture fine et ils ont principalement une faible perméabilité d'eau de l'ordre de **10mm/h**.

Conformément aux recommandations, la pluviométrie admissible pour ce type de sols (sans ruissellement et stagnation d'eau pour une dose d'arrosage requise) pourra être adoptée dans les limites 7 mm/h.

La parcelle numéro 03, où notre réseau est planté, est alimentée par la borne numéro 03 qui assure une pression de **7,34 bars**. Elle est d'une largeur de **74,8 m** et d'une longueur de **250 m**

Le temps de travail est de **22 heures par jour** et de **26 jours par mois**.

Les besoins nets du mois de pointe de notre culture sont : 119,69 mm

Les vents maximaux dans notre région sont de l'ordre de 2,7 m/s c-à-d **9,72 km/h**.

V.3.1 Détermination des besoins d'irrigation

a) Calcul du diamètre de l'ajutage

On suppose : $P \leq K$ avec la perméabilité $K=10$ mm/h et P la pluviométrie de l'asperseur.

La pluviométrie d'une buse est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{1,5 \times d}{1,04}$$

$$\Rightarrow d = \frac{1,04 \times P}{1,5}$$

On prend $P = 7$ mm/h :

$$d = \frac{1,04 \times 7}{1,5}$$

$$\mathbf{d = 4,85 \text{ mm}}$$

On opte d'utiliser pour l'irrigation les asperseurs du type A-60 qui sont fabriqués par la Société Anabib et qui sont adaptés au matériel d'équipement du réseau de distribution fabriqué par la même Société.

Le tableau suivant représente les caractéristiques de ce type d'asperseur :

Tableau V. 8. Caractéristiques de l'asperseur du type A60

Diamètre de buse (mm)	Pression (bars)	Consommation d'eau (m ³ /h)	Portée (m)	Pluviométrie (mm/h) pour un écartement de		
				12x12 m	12x18 m	18x18 m
4.0	2,0	0,85	14.4	5,9	3,9	-
	3,0	1,04	15,3	7,2	4,8	3,2
4,5	2,0	1,08	15.0	7,5	5,0	3,3
	3,0	1,32	16,0	9,2	6,1	4,1
5	2,0	1,33	15	9,2	6,1	4,1

On se référant à ce tableau, on prend :

$$\mathbf{d = 5 \text{ mm}}$$

Et pour vérifier :

$$P = \frac{1,5 * d}{1,04} = 7,2 \text{ mm/h.}$$

$P < K$ donc c'est vérifié.

b) Calcul de la portée du jet (L)

La portée du jet se calcule ainsi :

$$L = 3 * d^{0.5} * h^{0.25}$$

Avec :

d : Diamètre de la buse (mm) ;

h : Pression à la buse ; dans notre cas : P =7,34 bars et donc h = 73,4 m ;

$$L = 19,63 \text{ m}$$

D'après le **Tableau V. 8.** la portée du jet pour un diamètre de buse de 5,0 mm et une pression minimale de 03 bars :

$$L = 16,4 \text{ m.}$$

c) Écartement entre les rampes et arroseurs

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

Tableau V. 9. Coefficients de calcul des écartements

Écartement	Vitesse du vent (km/h)	
	Vent faible (<10 km/h)	Vent fort (>10 km/h)
Entre les lignes d'arrosage (E _l)	1,25	1,02
Entre les arroseurs sur la rampe (E _a)	0,8	0,5

V= 9,72 km/h donc on prend les valeurs suivantes :

$$E_a = 0.8 * 16,4$$

$$E_a = 13,12 \text{ m}$$

$$E_l = 1.25 * 16,4$$

$$E_l = 20,5 \text{ m}$$

D'après le **Tableau V. 9.** les valeurs normalisées des écartements :

$$E_a = 18 \text{ m}$$

$$E_l = 12 \text{ m}$$

Après vérification de la pluviométrie, les écartements 12x18 ne vérifient pas donc on passe à :

$$E_a = 18 \text{ m}$$

$$E_l = 18 \text{ m}$$

d) Débit de l'asperseur

Le débit de l'asperseur est donné par la relation suivante :

$$q = 0,95 * \frac{\pi * d^2}{4} * \sqrt{2 * g * h}$$

Où :

d : Diamètre de la buse en m

g : La force de gravité (9,81)

h : Pression à la buse en m

$$q = 0,95 * \frac{3,14 * 0,005^2}{4} \times \sqrt{2 * 9,81 * 73,8}$$

$$q = 0,00071 \text{ m}^3/\text{s}$$

e) Vérification de la pluviométrie de la buse

La pluviométrie horaire est donnée en fonction de l'écartement par la relation suivante :

$$P = \frac{q}{E_a \times E_l}$$

Avec :

q : Débit de l'asperseur en m³/s

E_l et E_a sont les écartements

$$P = \frac{0,00071}{18 * 18}$$

$$P = 2,19 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

$$P = 7,89 \text{ mm/h}$$

f) Calcul du tour d'eau

$$T_{\text{eau}} = \frac{D_{\text{RFU}} \times N_j}{B_{\text{net}}}$$

Avec :

D_{RFU} : La réserve facilement utilisable (RFU) en mm :

$$\text{RFU} = (H_{\text{cc}} - H_{\text{pf}}) * D_a * Z * Y$$

H_{cc} : Capacité au champ (humidité) %

H_{pf} : Humidité au point de flétrissement %

Y : Degré de tarissement (2/3)

Z : Profondeur racinaire (mm)

D_a : Densité apparente

$$\text{RFU} = \frac{(29-16)*1,3*600}{100} * \frac{2}{3}$$

$$\text{RFU} = 67,6 \text{ mm}$$

N_j : Nombre de jours de travail/mois

B_{net} : Besoins net du mois de pointe en mm

$$T_{\text{eau}} = \frac{67,6 \times 26}{119,69}$$

$$T_{\text{eau}} = 14,68$$

$$T_{\text{eau}} = 15 \text{ jours}$$

g) Nombre d'irrigation par mois

$$n = \frac{N_j}{T_{\text{eau}}}$$

$$n = 26/15 = 1,73$$

$$n \approx 2 \text{ arrosages}$$

h) Besoin net journalier

$$B_{nj} = B_{net} / N_m$$

Avec :

B_{net} : Besoins net de mois de pointe en mm

N_m : Nombre de jours du mois de pointe

$$B_{nj} = 119,69/30$$

$$B_{nj} = 3,99 \text{ mm/j}$$

i) Calcul de la dose réelle

$$D_r = B_{nj} * T_{eau}$$

Tel que :

B_{nj} : Besoin net journalier en mm

T_{eau} : Tour d'eau en jours

$$D_r = 3,99 * 15$$

$$D_r = 59,84 \text{ mm.}$$

j) Calcul de la dose brute

$$D_b = D_r / \text{Eff}$$

Avec :

D_r : Dose réelle en mm

Eff : Efficience du réseau

$$D_b = 59,84/0.75$$

$$D_b = 79,8 \text{ mm.}$$

k) Temps d'arrosage

$$T_a = \frac{D_b}{P}$$

Où :

D_b : Dose brute en mm

P : Pluviométrie en mm /h

$$T_a = 79,8 / 7$$

$$T_a = 11,4 \text{ heures}$$

On prend T_a : 11 heures et on adoptera **2 positions** par jours pour chaque asperseur.

l) Calcul de l'unité d'arrosage

La surface unitaire arrosée :

$$S_u = \frac{S}{T_{\text{eau}} * N_p}$$

Où :

S : surface de la parcelle en ha

T_{eau} : Tour d'eau

N_p : Nombre de position

$$S_u = \frac{8,84}{15 * 2}$$

$$S_u = 0,062 \text{ ha}$$

m) Nombre d'asperseur requis

$$N_{\text{asp}} = \frac{S_u * 10000}{E_l * E_a}$$

Où :

S_u : Unité d'arrosage

E_l et E_a sont les écartements

$$N_{\text{asp}} = \frac{0,062 * 10000}{18 * 18}$$

$$N_{\text{asp}} = 1,91$$

$$N_{\text{asp}} = 2 \text{ asperseurs}$$

n) Calcul du débit d'équipement

$$Q_{eq} = \frac{S * B * 10}{T_a * N_p * N_j}$$

Avec :

S : Surface totale en ha

B_{net} : besoins net en mm

T_a : Temps d'arrosage

N_p : Nombre de positions

N_j : Nombre de jours de travail/mois

$$Q_{eq} = \frac{1,87 * 119,69 * 10}{11 * 2 * 26}$$

$$Q_{eq} = 3,91 \text{ m}^3/\text{j/ha}$$

o) Volume fournit par asperseur par mois

V = Nombre de positions par jour * nombre de jours d'irrigation par mois * D_b * E_l * E_a

$$V = (2 * 26 * 79,8 * 18 * 18) / 1000$$

$$V = 1344,47 \text{ m}^3/\text{ha.}$$

V.3.2. Dimensionnement des canalisations

a) Les rampes

Le dimensionnement des rampes est en fonction des dimensions de la parcelle :

- Longueur du terrain : 250 m
- La largeur du terrain : 74,8 m

1. Longueur de la rampe :

$$L_r = \frac{l}{2} - \frac{E_a}{2}$$

Tel que :

l : Longueur du terrain en m

E_a : Ecartement entre asperseurs

$$L_r = \frac{74,8}{2} - \frac{18}{2}$$

$$L_r = 28,4 \text{ m}$$

2. Nombre d'asperseurs par rampe :

$$N_{\text{asp/rampe}} = L_r/E_a + 1$$

Avec :

L_r : Longueur de rampe en m

E_a : Ecartement entre asperseurs en m

$$N_{\text{asp/rampe}} = 28,4/18 + 1 = 2,58$$

$$N_{\text{asp/rampe}} = 3 \text{ asperseurs/rampe}$$

3. Débit de la rampe :

$$Q_r = q * N_{\text{asp/rampe}}$$

Avec :

q : Débit de l'asperseur

N_{asp/rampe} : Nombre d'asperseurs par rampe

$$Q_r = 0,00071 * 3 = 0,00213$$

$$Q_r = 7,67 \text{ m}^3/\text{h}$$

4. Nombre de rampe :

$$N_r = N_{\text{asp}} / N_{\text{asp/rampe}}$$

Avec :

N_{asp} : Nombre d'asperseurs

N_{asp/rampe} : Nombre d'asperseurs par rampe

$$N_r = 2/3$$

On va opter pour **une (1) rampe**.

5. Nombre de position de rampe

$$N_{\text{pr}} = L/E_l$$

Où :

L : Longueur du terrain

E_l : Ecartement entre rampes

$$N_{pr} = 250/18 = 13.89$$

$$N_{pr} = \mathbf{14 \text{ positions}}$$

6. Diamètre de la rampe :

$$D_r = \sqrt{\frac{4Q_r}{\pi v}}$$

Où:

Q_r : Débit de rampe m^3/s

v : Vitesse (= 1,5 m/s)

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,00213}{\pi \cdot 1,5}} = 0,0425 \text{ m}$$

$$D_{cp}(\text{normalisé}) = \mathbf{50 \text{ mm}}$$

Avec un diamètre intérieur égal à **44 mm** et une pression nominale égale à 10 bars.

Vérification de la vitesse :

$$v = \frac{Q_r}{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)} = 1,4 \text{ m/s. qui est une vitesse admissible.}$$

7. Pertes de charge

Pour le calcul des pertes de charge on utilise la formule GUYAN-PERNES :

$$J_r = \frac{0,478}{2,75} * Q_r^{1,75} * D_r^{-4,75}(\text{normalisé}) * L_r$$

$$J_r = \mathbf{0,5 \text{ m.c.e}}$$

b) Les portes-rampe

On refait le même calcul pour les portes rampes :

1. Longueur de la porte rampe :

$$L_{pr} = L_r - E_l/2$$

$$L_{pr} = 28,4 - 18/2$$

$$L_{pr} = \mathbf{19,4 \text{ m}}$$

2. Débit de la porte rampe :

$$Q_{pr} = Q_r * N_{ramp}$$

$$Q_{pr} = 0,00213 * 1$$

$$Q_{pr} = \mathbf{0,00213 \text{ m}^3/s}$$

3. Débit de la porte rampe :

$$D_{pr} = \sqrt{\frac{4Q_{pr}}{\pi v}}$$

Où :

Q_r : Débit de la porte rampe m^3/s

v : Vitesse (= 1,5 m/s)

$$D_{pr} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,00213}{\pi \cdot 1,5}} = 0,0425 \text{ m}$$

$$D_{pr}(\text{normalisé}) = 50 \text{ mm}$$

Avec un diamètre intérieur égal à **44 mm** et une pression nominale égale à 10 bars.

Vérification de la vitesse :

$$v = \frac{Q_{pr}}{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)} = 1,4 \text{ m/s. qui est une vitesse admissible}$$

4. Pertes de charge :

$$J_{pr} = \frac{0,478}{2,75} * Q_{pr}^{1,75} * D_{pr}^{-4,75}(\text{normalisé}) * L_{pr}$$

$$J_{pr} = 0,33 \text{ m.c.e}$$

V.3.3 Calcul de la pression en tête du réseau

C'est la pression nécessaire pour assurer un bon fonctionnement du dernier asperseur

$$H = H_1 + H_2 + H_3.$$

H : pression à la tête de la parcelle

H1 : pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur

H2 : perte de charge totale de la rampe

H3 : perte de charge totale de la rampe

$$H = 30 + 0,5 + 0,33 = 30,83 \text{ m.}$$

$$P = 3,083 \text{ bars}$$

La pression dans la borne 03 est largement suffisante.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons procédé au dimensionnement des deux systèmes d'irrigation choisis pour le périmètre : l'aspersion pour la pomme de terre et le goutte à goutte pour les arboricultures. Les choix des matériaux et des diamètres des canalisations dans nos systèmes veillent à ce que les vitesses d'écoulement soient admissibles et les pertes de charges dans les tronçons de desserte ont des valeurs qui permettent d'assurer une pression suffisante pour le bon fonctionnement des équipements d'irrigation. L'adaptation de ces deux systèmes permettra d'augmenter le rendement des cultures ainsi qu'une économie d'eau importante.

Chapitre 6 : Gestion de projet

Introduction

Dans ce chapitre nous allons entamer la phase d'organisation de chantier. Cette dernière ne représente pas seulement l'organisation pendant l'exécution des projets. Elle représente aussi les travaux de préparation des plans, et le calcul des devis estimatifs.

VI.1 Généralités

VI.1.1 Définition

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, ces travaux sont les opérations concourantes à la construction, la réparation, l'entretien ou la démolition d'un édifice (construction) de nature hydraulique ou bâtiment.

VI.1.2 Rôles et responsabilité des intervenants de chantier

1. Le maître d'ouvrage

Il est appelé couramment le client, c'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

2. Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

3. L'entreprise

C'est la réunion des moyens mobiles et immobiles et en personnel dont l'objectif est de réaliser les travaux, c'est un organisme contractuel.

4. L'entrepreneur

Personne physique quand il est individuel ou moral quand est une société, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et parfois de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VI.1.3 Les moyens de chantier

VI.1.3.1. Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VI.1.3.2. Les moyens matériels

On peut distinguer le matériel général de terrassement et le matériel de bétonnage

1. Le matériel de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins suivants :

a. Pelle équipée en rétro

Engin de terrassement sur roues ou sur chenilles, utilisant, pour excaver ou charger des matériaux, un godet situé à l'extrémité d'un bras. Les déplacements du bras et du godet peuvent être animés par une transmission hydraulique (pelle hydraulique) ou par des câbles (pelle à câble).

Dans la partie d'exécution des déblais (l'excavation de la tranche de la semelle) on utilise une pelle hydraulique équipée en rétro. Elle est constituée de :

- Une chassie porteuse ou TRUCK
- Une cabine montée sur le truck et pivotant autour d'un axe vertical grâce à des vérins hydrauliques qui jouent le rôle de la flèche et du bras dans le cas d'une pelle mécanique
- Un godet muni des dents d'attaques en acier au manganèse très dure



Figure VI. 1. Pèle équipée en rétro

b. Bulldozer

Grâce à sa puissance qui est caractérisée par celle du tracteur et qui varie de 25 à 40 chevaux ainsi que par la longueur de sa lame qui varie de 1,8 à 6 m, le bulldozer permet de préparer les terrains à excaver, et d'éliminer les obstacles.



Figure VI. 2. Le Bulldozer

c. Les chargeurs

Un chargeur ou une chargeuse, est un engin de chantier. Il comporte un corps automoteur articulé et une benne de grande taille à l'avant. Celle-ci, aussi appelée godet, peut effectuer un mouvement vertical et pivoter autour de son axe porteur.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



Figure VI. 3. Le chargeur

d. Camion à benne

Un camion à benne basculante ou camion benne est un type de camion utilisé généralement pour le transport de matériaux en vrac tel que du sable, du gravier, de terre ou de gravats



Figure VI. 4. Le camion à benne

2. Le matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières, ce sont des machines servant à malaxer les différents constituants du mortier (ciment, sable, gravier, eau) ou du béton nécessaire pour la construction des canaux en béton.



Figure VI. 5. Bétonnière

VI.2 Planification

VI.2.1 Définition

C'est l'organisation, la préparation technique du travail, la prévision et l'établissement du programme d'avancement des travaux, par tranches en quantités fixées dans le temps.

VI.2.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VI.2.2.1. Méthodes basées sur le réseau

1. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées ou convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

a. Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

b. Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

2. Construction du réseau

La méthode du calcul utilisée dans notre projet est la méthode C.P.M (méthode du chemin critique), car les opérations se suivent.

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise

- **les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt

DFPP : date de finition au plus tard

MT : marge totale

$$\text{ET : } \left\{ \begin{array}{l} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{array} \right.$$

- **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle. Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{MT} = 0 \\ \text{TR}_{\text{c.c.p.}} = \text{DTP} \end{array} \right.$$

3. Elaboration du réseau selon la méthode CPM

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont les suivantes :

A : Piquetage (20 jours) : Il s'agit d'une opération d'arpentage effectuée par le géomètre. Ce dernier utilise différents outils lors d'un piquetage, comme le tachéomètre, l'équerrette (équerre de géomètre), le théodolite ou encore le GPS différentiel et il utilise des piquets pour situer plus concrètement les canalisations.

B : Décapage de la couche de la végétation (20 jours) : Dit aussi terrassement de découverte, il consiste à retirer la couche supérieure composée de terre végétale d'une épaisseur de 20 à 40 cm

C : Exécution des tranchées (150 jours) : C'est l'opération qui consiste à faire un terrassement du sol pour réaliser les tranchées où les conduites seront posées. Ces travaux d'excavation sont faits à l'aide de moyens mécaniques.

D : Aménagement du lit de pose (30 jours) : Cette étape se fera à l'aide d'une pose d'un lit de sable d'une épaisseur de 0,1 m à 0,2 m et d'une granulométrie de 0.1 à 5 mm.

E : La mise en place des canalisations en tranchée (30 jours) : C'est la pose des conduites dans les tranchées avec un engin de levage tout en vérifiant l'alignement des conduites le long de la pose pour éviter d'avoir les problèmes de raccordement.

F : Assemblage des tuyaux (20 jours) : C'est l'étape où le raccordement des conduites sera fait.

G : Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints (15 jours) : A l'aide d'une pompe d'essai, le réseau sera rempli en eau et soumis à une pression plus grande que celle qui sera lors du fonctionnement pour vérifier l'étanchéité.

H : Remblai des tranchées (30 jours) : Le déblai résultant de l'exécution des tranchées sera utilisé pour enterrer les conduites d'une façon à ce que ces derniers seront fixes et protégés de tout inconvénient.

I : Nivellement et compactage (20 jours) : On procède, une fois le remblai fait, au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en plus, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement au long terme.

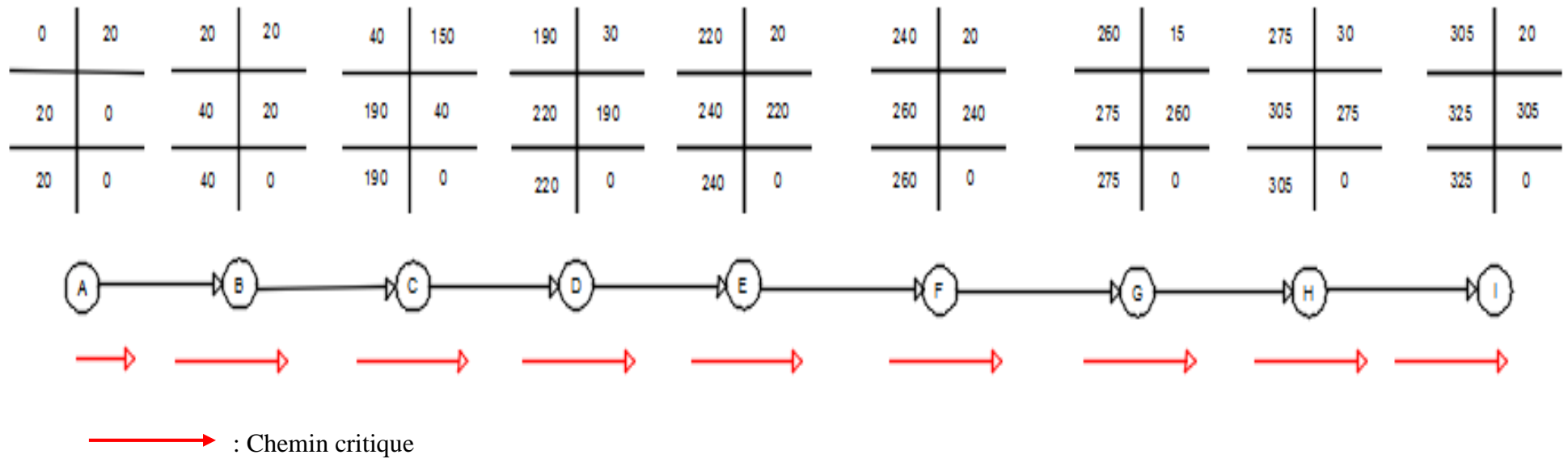


Figure VI. 6. Réseau à nœuds

- Le chemin critique est : A-B-C-D-E-F-G-H-I
- La durée totale du projet est de 325 jours

VI.2.2.2. Méthodes basées sur le graphique

Avec MS-PROJECT on a réalisé le diagramme de GANTT

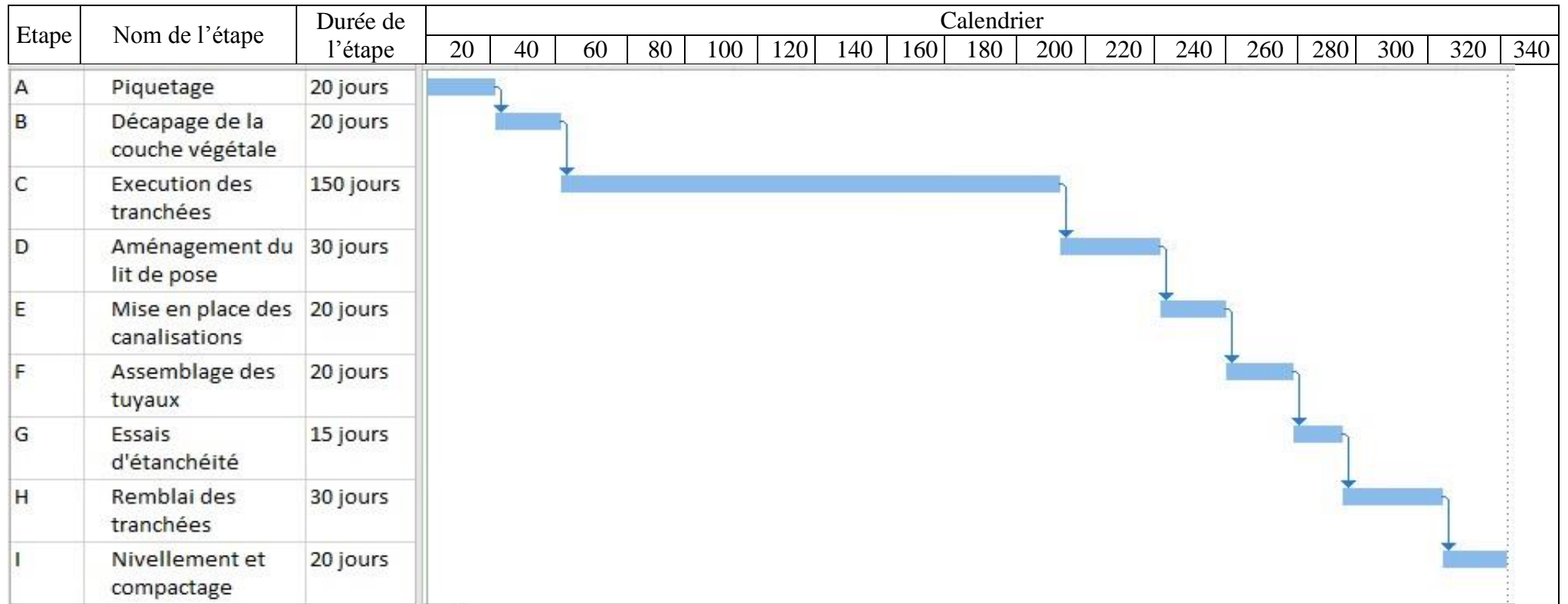


Figure VI. 7. Diagramme de GANTT

VI.3 Devis estimatif du projet

VI.3.1 Calcul des volumes des travaux de l'adduction et distribution

Ce calcul concerne la partie terrassement et pose du lit de sable.

VI.3.1.1. Calcul du volume de terrassement

1. Largeur du fond de la tranchée

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

$$B = d + (0.6)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée en m

d : diamètre de la conduite en m

2. Profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, et d'empêcher toute intercommunication avec les autres conduites (déjà installées comme les conduites d'eau potable, assainissement ...etc)

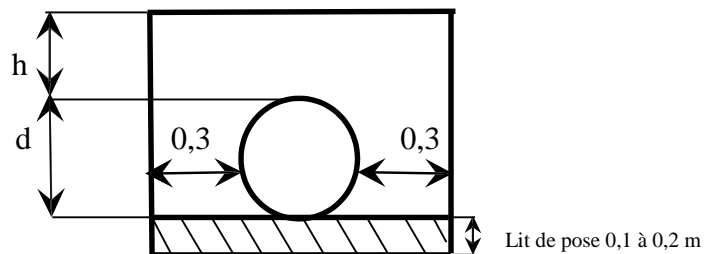


Figure VI. 8. Schéma d'une tranchée

$$H = e + d + h \text{ (m)}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée en m

e : hauteur du lit de pose en m

d : diamètre de la conduite en m

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite en m (h = 0,8 m)

VI.3.1.2. Calcul du volume de déblai

Le volume est calculé comme suit :

$$V_d = B * H * L$$

Avec :

B : Largeur du tranché en m

H : Hauteur du tranché en m

L : Longueur du tronçon en m

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1. Résultats de calcul du volume du déblai

Tronçon	Longueur	Diamètre	Largeur du tranché (m)	Hauteur du tranché (m)	Volume de déblai (m ³)
CPS	111.3	400	1.00	1.40	155.82
C-1	142.07	125	0.73	1.13	115.88
CPS-15	46.17	400	1.00	1.40	64.64
C-10	131.48	110	0.71	1.11	103.62
CPS-14	571.81	400	1.00	1.40	800.53
CPS-13	123.27	400	1.00	1.40	172.58
C-2	192.83	110	0.71	1.11	151.97
C-2'	128.47	75	0.68	1.08	93.22
C-2-1	114.85	90	0.69	1.09	86.38
CPS-12	541.72	400	1.00	1.40	758.41
C-3	91.91	90	0.69	1.09	69.13
CPS-11	669.65	400	1.00	1.40	937.51
CPS-10	2110	400	1.00	1.40	2954.00
C-4	690	200	0.80	1.20	662.40
C-4'	182.35	140	0.74	1.14	153.83
C-4''	127.04	110	0.71	1.11	100.12
C-4'''	237.52	90	0.69	1.09	178.64
C-4-1	50	75	0.68	1.08	36.28
CPS-9	468.29	300	0.90	1.30	547.90
C-11	93.18	110	0.71	1.11	73.44
CPS-8	303.07	300	0.90	1.30	354.59
C-5	159.96	125	0.73	1.13	130.47
C-5'	325.18	90	0.69	1.09	244.57
C-5-1	109.6	90	0.69	1.09	82.43
CPS-7	340.5	300	0.90	1.30	398.39
CPS-6	394.7	300	0.90	1.30	461.80
C-9	168.01	200	0.80	1.20	161.29
C-9-5	159.7	90	0.69	1.09	120.11
C-9'	250.1	200	0.80	1.20	240.10
C-9-3	179.54	160	0.76	1.16	158.28
C-9-4	451.43	160	0.76	1.16	397.98
C-9''	337.15	160	0.76	1.16	297.23
C-9-2	196.8	90	0.69	1.09	148.01
C-9'''	343.28	125	0.73	1.13	279.99
C-9-1	131.32	90	0.69	1.09	98.77
C-9''''	224.11	90	0.69	1.09	168.55
CPS-5	381.67	200	0.80	1.20	366.40
C-6	413	90	0.69	1.09	310.62

CPS-4	73.49	200	0.80	1.20	70.55
C-8	410.42	125	0.73	1.13	334.75
C-8-1	130.57	90	0.69	1.09	98.20
C-8'	331.8	110	0.71	1.11	261.49
CPS-3	291.16	160	0.76	1.16	256.69
CPS-2	163.04	140	0.74	1.14	137.54
C-7	269.9	75	0.68	1.08	195.85
CPS-1	536.07	125	0.73	1.13	437.23
TOTAL					14428.15

VI.3.1.3. Calcul du volume de lit de sable

Le volume est calculé comme suit :

$$V_s = B * e * L$$

Avec :

B : Largeur du tranché en m

e : épaisseur du lit de sable en m

L : Longueur du tronçon en m

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2. Résultats de calcul du volume du lit de sable

Tronçon	Longueur	Largeur du tranché (m)	Epaisseur du lit de sable (m)	Volume du lit de sable (m ³)
CPS	111.3	1.00	0.2	22.26
C-1	142.07	0.73	0.2	20.60
CPS-15	46.17	1.00	0.2	9.23
C-10	131.48	0.71	0.2	18.67
CPS-14	571.81	1.00	0.2	114.36
CPS-13	123.27	1.00	0.2	24.65
C-2	192.83	0.71	0.2	27.38
C-2'	128.47	0.68	0.2	17.34
C-2-1	114.85	0.69	0.2	15.85
CPS-12	541.72	1.00	0.2	108.34
C-3	91.91	0.69	0.2	12.68
CPS-11	669.65	1.00	0.2	133.93
CPS-10	2110	1.00	0.2	422.00
C-4	690	0.80	0.2	110.40
C-4'	182.35	0.74	0.2	26.99
C-4''	127.04	0.71	0.2	18.04
C-4'''	237.52	0.69	0.2	32.78
C-4-1	50	0.68	0.2	6.75
CPS-9	468.29	0.90	0.2	84.29

CHAPITRE VI
GESTION DE PROJET

C-11	93.18	0.71	0.2	13.23
CPS-8	303.07	0.90	0.2	54.55
C-5	159.96	0.73	0.2	23.19
C-5'	325.18	0.69	0.2	44.87
C-5-1	109.6	0.69	0.2	15.12
CPS-7	340.5	0.90	0.2	61.29
CPS-6	394.7	0.90	0.2	71.05
C-9	168.01	0.80	0.2	26.88
C-9-5	159.7	0.69	0.2	22.04
C-9'	250.1	0.80	0.2	40.02
C-9-3	179.54	0.76	0.2	27.29
C-9-4	451.43	0.76	0.2	68.62
C-9''	337.15	0.76	0.2	51.25
C-9-2	196.8	0.69	0.2	27.16
C-9'''	343.28	0.73	0.2	49.78
C-9-1	131.32	0.69	0.2	18.12
C-9''''	224.11	0.69	0.2	30.93
CPS-5	381.67	0.80	0.2	61.07
C-6	413	0.69	0.2	56.99
CPS-4	73.49	0.80	0.2	11.76
C-8	410.42	0.73	0.2	59.51
C-8-1	130.57	0.69	0.2	18.02
C-8'	331.8	0.71	0.2	47.12
CPS-3	291.16	0.76	0.2	44.26
CPS-2	163.04	0.74	0.2	24.13
C-7	269.9	0.68	0.2	36.44
CPS-1	536.07	0.73	0.2	77.73
TOTAL				2308.97

VI.3.1.3. Calcul du volume de remblai

Le volume est calculé comme suit :

$$V_r = V_d - V_c - V_s$$

Avec :

V_d : Volume du déblai en m^3

V_s : Volume du lit de sable en m^3

V_c : Volume de la conduite m^3

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3. Résultats de calcul du volume du remblai

Tronçon	Longueur	Diamètre	Volume de déblai (m ³)	Volume du lit de sable (m ³)	Volume de la conduite (m ³)	Volume de remblai (m ³)
CPS	111.3	400	155.82	22.26	13.98	119.58
C-1	142.07	125	115.88	20.60	1.74	93.53
CPS-15	46.17	400	64.64	9.23	5.80	49.61
C-10	131.48	110	103.62	18.67	1.25	83.70
CPS-14	571.81	400	800.53	114.36	71.82	614.35
CPS-13	123.27	400	172.58	24.65	15.48	132.44
C-2	192.83	110	151.97	27.38	1.83	122.76
C-2'	128.47	75	93.22	17.34	0.57	75.31
C-2-1	114.85	90	86.38	15.85	0.73	69.80
CPS-12	541.72	400	758.41	108.34	68.04	582.02
C-3	91.91	90	69.13	12.68	0.58	55.86
CPS-11	669.65	400	937.51	133.93	84.11	719.47
CPS-10	2110	400	2954.00	422.00	265.02	2266.98
C-4	690	200	662.40	110.40	21.67	530.33
C-4'	182.35	140	153.83	26.99	2.81	124.04
C-4''	127.04	110	100.12	18.04	1.21	80.87
C-4'''	237.52	90	178.64	32.78	1.51	144.35
C-4-1	50	75	36.28	6.75	0.22	29.31
CPS-9	468.29	300	547.90	84.29	33.08	430.52
C-11	93.18	110	73.44	13.23	0.89	59.32
CPS-8	303.07	300	354.59	54.55	21.41	278.63
C-5	159.96	125	130.47	23.19	1.96	105.31
C-5'	325.18	90	244.57	44.87	2.07	197.63
C-5-1	109.6	90	82.43	15.12	0.70	66.61
CPS-7	340.5	300	398.39	61.29	24.06	313.04
CPS-6	394.7	300	461.80	71.05	27.89	362.87
C-9	168.01	200	161.29	26.88	5.28	129.13
C-9-5	159.7	90	120.11	22.04	1.02	97.06
C-9'	250.1	200	240.10	40.02	7.85	192.23
C-9-3	179.54	160	158.28	27.29	3.61	127.38
C-9-4	451.43	160	397.98	68.62	9.07	320.29
C-9''	337.15	160	297.23	51.25	6.78	239.21
C-9-2	196.8	90	148.01	27.16	1.25	119.60
C-9'''	343.28	125	279.99	49.78	4.21	226.00
C-9-1	131.32	90	98.77	18.12	0.83	79.81
C-9''''	224.11	90	168.55	30.93	1.43	136.20
CPS-5	381.67	200	366.40	61.07	11.98	293.35
C-6	413	90	310.62	56.99	2.63	251.00

CHAPITRE VI
GESTION DE PROJET

CPS-4	73.49	200	70.55	11.76	2.31	56.48
C-8	410.42	125	334.75	59.51	5.03	270.20
C-8-1	130.57	90	98.20	18.02	0.83	79.35
C-8'	331.8	110	261.49	47.12	3.15	211.22
CPS-3	291.16	160	256.69	44.26	5.85	206.58
CPS-2	163.04	140	137.54	24.13	2.51	110.90
C-7	269.9	75	195.85	36.44	1.19	158.22
CPS-1	536.07	125	437.23	77.73	6.58	352.93
TOTAL						11365.40

VI.3.2 Estimation du cout de pose de conduites d'adduction et distribution

L'estimation du cout est représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI. 4. Cout total des travaux de pose de conduites

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1) Déblai et remblai	m ³	25793.55	300	7738065.094
2) lit de sable	m ³	2308.97	800	1847172.296
Total (HT)				9585237.39
TVA (19%)				1821195.104
Total TTC				11406432.49

VI.3.3 Estimation du cout du réseau d'adduction et de distribution

L'estimation du cout est représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5. Cout total des conduites

Pièce	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
TubeØ75 PEHD	m/l	448.37	300	134511
TubeØ90 PEHD	m/l	2134.56	371	791921.76
TubeØ110 PEHD	m/l	876.33	554	485486.82
TubeØ125 PEHD	m/l	1591.8	705	1122219
TubeØ140 PEHD	m/l	345.39	910	314304.9

TubeØ160 PEHD	m/l	1259.28	1156	1455727.68
amiante ciment classe 30 DN 200	m/l	1563.27	1200	1875924
amiante ciment classe 30 DN 300	m/l	1506.56	1400	2109184
amiante ciment classe 30 DN 400	m/l	4173.92	1600	6678272
Total (HT)				14967551.16
TVA (19%)				2843834.72
Total TTC				17811385.88

VI.3.3 Devis estimatif total

Le devis estimatif total :

$$D_T = \text{Totale 1} + \text{Totale 2}$$

$$D_T = \mathbf{29\ 217\ 818\ DA}$$

Conclusion

Dans ce chapitre on a discuté l'organisation de chantier et le devis estimatif de l'adduction et la distribution tout en sortant avec des chiffres importants. Notre projet prendra une durée totale de 325 jours avec un cout estimatif total avec toute taxe comprise estimé à : **29 217 818 DA**

CONCLISUION GENERALE

Le but principal de cette étude est la mise en valeur des terres agricoles par la proposition d'un aménagement hydro-agricole du périmètre d'irrigation dans la région de Teleghma (secteur sud) tout en tenant compte de tous les facteurs essentiels intervenant dans le choix du mode d'irrigation, tel que les données climatiques, pédologique et hydrologique.

L'étude de la climatologie, montre que notre région a un climat semi-aride avec un hiver froid et humide avec une température moyenne minimale de 6,7, et un été chaud et sec avec une température moyenne maximale de 26 °c. La période sèche s'étale de Mai à Octobre, soit six mois pendant lesquels l'irrigation est indispensable.

L'analyse du sol nous a permis de déduire que les sols présents dans la région sont d'une texture argileuse fine et lourde et d'imperméabilité faible. L'analyse des ressources en eau nous a informés sur la qualité de notre eau d'irrigation, elle est de la classe **C3S1** qui signifie qu'elle est faiblement alcaline mais d'une salinité élevée.

On se basant sur les valeurs des paramètres climatiques de la région et après étude statistique des précipitations et estimation de l'évapotranspiration par le logiciel (Cropwat V.8), nous avons pu estimer les besoins en eau des cultures, grâce aux bilans hydriques mensuels (mois par mois). Le mois de pointe est le mois de **JUILLET** qui correspond à la culture la plus exigeante qui est les poiriers ou bien les pommiers avec une valeur mensuelle nette de **204,23 mm**. Pour le maintien du sol, nous avons calculé la fraction de lessivage qui est estimée à 7,8 % et par la suite on a passé au calcul du volume annuel à apporter à notre périmètre qui est de **12,625 Mm³ /ans**.

Nous avons par la suite réalisé le dimensionnement des réseaux d'adduction et de distribution d'une façon à assurer d'une part les débits et les pressions aux bornes pour la satisfaction des besoins des cultures et d'autre part les vitesses admissibles pour protéger les canalisations contre le déboîtement et le colmatage.

Pour les systèmes d'irrigation, nous avons insisté sur la nécessité d'introduction des techniques modernes telles que l'aspersion et le goutte à goutte, car l'augmentation des rendements des spéculations agricoles ne peut se faire qu'à travers des systèmes d'irrigation efficaces.

Au terme de ce travail de mémoire de fin d'étude, il vient de conclure que le sujet traité est d'une importance majeure en vue de préserver la ressource en eau de la région et de promouvoir l'économie de la wilaya de Mila et par extension l'Algérie en générale. Il est recommandé de bien maintenir les systèmes d'irrigation, comme les réseaux d'adduction et de distribution.

Références bibliographiques

- 1 : FAO., 2015.** Indicateurs sensibles au genre pour l'agriculture et l'eau en Algérie. Rapport interne. Food and Agriculture Organization of the United Nations, Rome
- 2 : Lavek R., 1992.** Critères de choix d'un système d'irrigation –CIID
- 3 : SAGREN Vol 02 No 01 Janvier_2018 page 82-84 :** Perte de la capacité de stockage d'eau au barrage de Beni Haroun, Algérie Loss of water storage capacity at the Beni Haroun dam, Algeria
- 4 : Touibia B., 2015.** Manuel pratique d'Hydrologie
- 5 : Bulletin N°30 FAO.** Calcul des besoins en eau des cultures
- 6 : Bulletin DE FAO N° 24 ., 1975.** Les besoins en eau des cultures
- 7 : Ollier Ch., Poirée M., 1983.** Les réseaux d'irrigation théorie, technique et économie des arrosages, Paris
- 8 : Rhoades J.D., Kandiah A., Mashali A.M., FAO. 1992.** The use of saline waters for crop production. Irrigation and drainage

Annexes

Annexe 1 : humidité en % du poids sec

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 2 : Coefficients culturaux

2. COEFFICIENTS CULTURAUX (Kc)

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

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

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

Annexe 3 : Cycle végétatif

1. DUREE DES PHASES DE DEVELOPPEMENT DES CULTURES

Culture	Init.	Dével	Mi	Arrière	Total	Date Plant	Région
Arachide	25	35	45	25	130	Saison sèche Mai/Juin	Afrique de l'Ouest Méditerranéen
	35	45	35	25	140		
Artichaud	40	40	250	30	360	Avr (1 an) Mai (2 yr)	Californie (couper en mai)
	20	40	220	30	310		
Aubergine	30	40	40	20	130	Octobre Mai/Juin	Régions arides Méditerranéen
	30	45	40	25	140		
Betterave	15	25	20	10	70	Avr/Mai Fév/Mars	Méditerranéen Méditerr. & R. Arides
	25	30	25	10	90		
Betterave sucrière	45	75	80	30	230	Novembre	Méditerranéen
	25	35	50	50	160	Mai	Méditerranéen
	35	60	70	40	205	Novembre	Régions arides
Blé/Orge	15	25	50	30	120	Novembre	Inde (Centrale) 35-45 °Lat Afrique de l'Est
	20	25	60	30	135	Mars/Avril	
	15	30	65	40	150	Juillet	
Blé d'hiver	30	140	40	30	240	Novembre	Méditerranéen
Carotte	20	30	50/30	20	100	Oct/Jan	Climats arides Méditerranéen
	30	40	60	20	150	Fév/Mars	
Carthame	20	35	45	25	125	Avril	Californie, USA Régions arides
	35	55	60	40	190	Oct/Nov	
Céleri	25	40	95	20	180	Oct	Climats (semi)-arides Méditerranéen
	25	40	45	15	125	Avril	
Céréales	20	30	60	40	150	Avril	Méditerranéen Pakistan; Rég. arides
	25	35	65	40	165	Oct/Nov	
Citrouille	20	30	30	20	100	Mars, Août	Méditerranéen Europe
	25	35	35	25	120	Juin	
Concombre	20	30	40	15	105	Juin/Août	Régions arides Régions arides
	25	35	50	20	130	Nov; Fév	
Coton	30	50	60	55	195	Mars;Avr/Mai	Egypte; Pakistan Yemen Texas
	30	50	60	55	195	Sept	
	30	50	55	45	180	Avril	
Courgette	25	35	25	15	100	Avril	Médit.; R. Arides Médit.; Europe
	20	30	25	15	90	Mai/Juin	
Crucifères	20	30	20	10	80	Avril	Méditerranéen
	25	35	25	10	95	Février	Méditerranéen
	30	35	90	40	195	Oct/Nov	Méditerranéen
Epinard	20	20	25	5	70	Avr; Sep/Oct	Méditerranéen Régions arides
	20	30	40	10	100	Novembre	
Haricots (sec)	20.	30	40	20	110	Mai/Juin	Climats Continental Pakistan, Calif.
	15	25	35/50	20	95	Juin	
Haricot (vert)	20	30	30	10	90	Fév/Mars	Calif., Méditerranéen Calif., Egypte, Liban
	15	25	25	10	75	Août/Sep	
Laitue	20	30	15	10	75	Avril	Méditerranéen
	30	40	25	10	105	Nov/Jan	Méditerranéen
	25	35	30	10	100	Oct/Nov	Régions arides
Lentille	20	30	60	40	150	Avril	Europe Régions arides
	25	35	70	40	170	Oct/Nov	

Culture	Init.	Dével	Mi	Arrière	Total	Date Plant	Région
Lin	25 30	35 40	50 100	40 50	150 220	Avril Octobre	Europe Arizona
Maïs (doux)	20 20 20	20 25 30	30 25 50/30	10 10 10	80 80 90	Mars Mai/Juin Oct/Déc	Philippines Méditerranéen Climats arides
Maïs (grain)	30 25 20 20 30	50 40 35 35 40	60 45 40 40 50	40 30 30 30 30	180 140 125 125 150	Avril Déc/Jan Juin Octobre Avril	Afrique de l'Est (alt.) Climats arides Nigeria (humide) Inde (sec, froid) Spain (spring, sum.)
Melon	25 30	35 45	40 65	20 20	120 160	Mai Déc/Jan	Méditerranéen Régions arides
Mil	15 20	25 30	40 55	25 35	105 140	Juin Avril	Pakistan USA (centre)
Oignon (sec)	15 20	25 35	70 110	40 45	150 210	Avril Octobre	Méditerranéen Régions arides
Oignon (vert)	25 20	30 45	10 20	5 10	70 95	Avril/Mai Octobre	Méditerranéen Régions arides
Pois	15 20	25 30	35 35	15 15	90 100	Mai Mars/Avril	Europe Méditerranéen
Poivron	25/30 30	35 40	40 110	20 30	125 210	Avril/Juin Octobre	Europe & Méditerr. Régions arides
Pomme de terre	25 25 30+15	30 30 35	30/45 45 50	30 30 30	115/130 130 145	Jan/Nov Mai Avril	Climats (semi)-arides Climat Continental Europe
Radis	10 10	10 10	15 15	5 5	40 40	Mars/Avril Hiver	Méditerr.; Europe Régions arides
Ricin	25	40	65	50	180	Mars	Climats (semi)-arides
Soja (fève)	20 20	30/35 25	60 75	25 30	140 150	Mai Juin	USA (Centre) Japon
Sorgho	20 20	35 35	40 45	30 30	130 140	Mai/Juin Mars/Avril	USA, Pakis., Méd. Régions arides
Tomate	30 35 30	40 45 40	40 70 45	25 30 30	135 180 145	Janvier Oct/Nov Avril/Mai	Régions arides Régions arides Méditerranéen
Tournesol	25	35	45	25	130	Avril/Mai	Médit.; Californie

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage n° 24, Tableau 22.